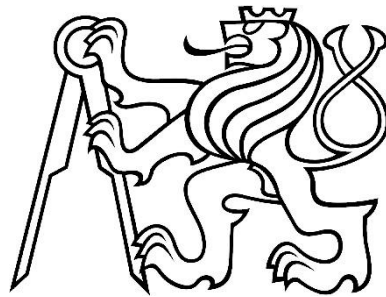


České vysoké učení technické v Praze

Fakulta stavební

Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí

## DIPLOMOVÁ PRÁCE



Analýza výpočetních modelů pro dřevobetonové kompozitní  
konstrukce

Leden, 2019

Bc. Petr Červený



## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Bc. Červený Jméno: Petr Osobní číslo: 424446

Zadávací katedra: Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

### II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Analýza výpočetních modelů pro dřevobetonové kompozitní konstrukce

Název diplomové práce anglicky: Analysis of Calculation Models for Timber-concrete Composite Structures

Pokyny pro vypracování:

Diplomová práce bude zaměřena na analýzu analytických a numerických výpočetních modelů pro dřevobetonové kompozitní konstrukce

Seznam doporučené literatury:

- [1] Kuklík: Dřevěné konstrukce, ČVUT Praha
- [2] Kuklík, Kuklíková, Mikeš: Dřevěné konstrukce 1, Cvičení, ČVUT Praha
- [3] Studnička, Holický: Ocelové konstrukce 20 - Zatížení staveb, ČVUT Praha
- [4] Dias, Schanzlin, Dietsch: Design of Timber-concrete Composite Structures, 2018
- [5] ČSN EN 1995-1-1

Jméno vedoucího diplomové práce: doc. Ing. Petr Kuklík, CSc.

Datum zadání diplomové práce: 1.10.2018

Termín odevzdání diplomové práce: 6.1.2019

Údaj uvedte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. r/bku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

*Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.*

1.10.2018

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

## PROHLÁŠENÍ

*Prohlašuji, že jsem předloženou práci vypracoval samostatně a že jsem uvedl veškeré použité informační zdroje v souladu s Metodickým pokynem o etické přípravě vysokoškolských závěrečných prací.*

*Bc. Petr Červený*

*3. ledna 2019*

.....

## PODĚKOVÁNÍ

*Děkuji panu doc. Ing. Petru Kuklíkovi, CSc. za konzultace, vedení a užitečné rady při vypracovávání diplomové práce. Velmi si vážím především jeho přátelského a lidského přístupu a možnosti velmi častých osobních konzultací, které mi umožnily vypracovat práci v tomto rozsahu a řešenou problematiku do hloubky pochopit. Dále bych chtěl poděkovat svým rodičům, kteří mi umožnili studium a vždy mě při něm plně podporovali.*

*Diplomová práce byla vypracována za podpory grantu TAČR TE02000077 "Inteligentní Regiony - Informační modelování budov a sídel, technologie a infrastruktura pro udržitelný rozvoj".*



## ABSTRAKT

Diplomová práce je zaměřena na dřevobetonové kompozitní konstrukce. Stěžejní kapitola této práce se zabývá analýzou výpočetních modelů pro statický návrh a posouzení spřažených dřevobetonových konstrukcí. Popisuje analytické i numerické modely, které je v dnešní době možné použít, řeší jejich výhody i nevýhody. Jejím závěrem je přehledné porovnání výsledků získaných na analytických a numerických modelech. Úvodní kapitola shrnuje současný stav problematiky a poskytuje teoretický základ pro pochopení stěžejní kapitoly. Poslední kapitola se zabývá přesahem do praxe – dle výpočetních modelů uvedených v této práci byla navržena a později realizována speciální stropní konstrukce z atypických prefabrikovaných dřevobetonových panelů.

**Klíčová slova:** dřevobetonové kompozitní konstrukce, spřahovací prostředky, modul prokluzu, analýza výpočetních modelů, analytický model, numerický model

## ABSTRACT

This diploma thesis is focused on timber-concrete composite structures. The main chapter of this thesis deals with analysis of calculation models for design of timber-concrete composite structures (TCCs). It describes analytical and numerical models, which can be used today and show their advantages and disadvantages. Finally clearly compares the results obtained by analytical and numerical models. The introductory chapter summarises the state of the art and provides a theoretical basis for understanding the main chapter. The last chapter deals with the application of theory into practice – according to the calculation models mentioned in this thesis has been designed and later realized special floor structure. For this floor structure have been used atypical prefabricated timber-concrete panels.

**Key words:** timber-concrete composite structures (TCCs), shear connectors, slip modulus, analysis of calculation models, analytical model, numerical model

## OBSAH

1 ÚVOD.....	8
2 SOUČASNÝ STAV PROBLEMATIKY DŘEOBETONOVÝCH KOMPOZITNÍCH KONSTRUKCÍ ...	9
2.1 HISTORIE .....	11
2.2 VÝHODY DŘEOBETONOVÝCH KOMPOZITNÍCH KONSTRUKCÍ (DKK).....	13
2.3 KONSTRUKČNÍ DOPORUČENÍ.....	14
2.4 SPŘAHOVACÍ PROSTŘEDKY .....	15
2.5 VÝPOČETNÍ MODELY .....	18
2.5.1 Analytický model (lineární, elastický) .....	20
2.5.2 Numerický model (FEM model) .....	20
2.6 TECHNOLOGIE .....	20
3 POROVNÁNÍ VÝPOČETNÍCH METOD PRO DŘEOBETONOVÉ KOMPOZITNÍ KONSTRUKCE .....	22
3.1 PŘEHLED VÝPOČETNÍCH METOD A VSTUPNÍ PARAMETRY.....	22
3.1.1 Zadání modelového příkladu – geometrie, statické schéma a zatížení.....	22
3.1.2 Použité materiály a jejich charakteristiky .....	23
3.1.3 Modul prokluzu $K_{ser}$ .....	23
3.1.4 Spřahovací prostředky .....	26
3.2 ANALYTICKÁ METODA .....	28
3.2.1 EN 1995-1-1 - Mechanicky spojované nosníky .....	28
3.2.1.1 Zjednodušená analýza .....	28
3.2.1.2 Účinná ohybová tuhost.....	29
3.2.1.3 Normálová napětí .....	29
3.2.1.4 Namáhání spojovacího prostředku.....	29
3.2.2 Výpočet v programu MS Excel (dle EN 1995-1-1).....	30
3.3 NUMERICKÁ METODA – MODELY V PROGRAMU DLUBAL RFEM.....	34
3.3.1 3D numerické modely s různým způsobem modelování prokluzu .....	34
3.3.1.1 Model č.1 .....	35
3.3.1.2 Model č.2 .....	36
3.3.1.3 Model č.3 .....	38
3.3.1.4 Model č.4 .....	39
3.3.1.5 Model č.5 .....	40
3.3.1.6 Model č.6 .....	41
3.3.1.7 Zatížení.....	42

3.3.1.8 Vyhodnocení .....	44
3.3.2 2D modely pro porovnání výsledků s 3D verzí stejných modelů.....	48
3.3.2.1 2D model dle 3D modelu č.1 .....	48
3.3.2.2 2D model dle 3D modelu č.2 .....	49
3.3.2.3 2D model dle 3D modelu č.3 .....	49
3.3.2.4 Zatížení.....	49
3.3.2.5 Vyhodnocení .....	50
3.3.3 3D modely pro různé konstrukční a statické varianty .....	52
3.3.3.1 Staticky neurčitý nosník (pevný kloub – pevný kloub) .....	52
3.3.3.2 Kolmé vruty v oblasti podpory.....	54
3.3.3.3 Vruty uspořádané samostatně .....	55
3.3.3.4 Vyhodnocení .....	59
3.3.4 Posouzení dřevěného nosníku v modulu RF-TIMBER Pro .....	59
3.4 VÝPOČET POMOCÍ PROGRAMU HBV .....	61
3.4.1 Zadání modelového příkladu a porovnání obou verzí programu HBV .....	61
3.4.2 Vyhodnocení .....	64
3.4.3 Různé konstrukční varianty v programu HBV .....	67
3.4.3.1 Kolmé vruty v oblasti podpory.....	67
3.4.3.2 Vruty uspořádané samostatně .....	67
3.4.4 Specifika programu HBV – rozhodující kombinace zatížení .....	70
4 SPECIÁLNÍ PREFABRIKOVANÝ DŘVOBETONOVÝ KOMPOZITNÍ STROPNÍ SYSTÉM.....	73
5 ZÁVĚR.....	80
LITERATURA .....	81
SEZNAM OBRÁZKŮ.....	84
SEZNAM TABULEK.....	87
SEZNAM GRAFŮ .....	87

## 1 ÚVOD

Možností, jak provádět spřažené dřevobetonové konstrukce, je celá řada. V České republice se tato technologie bohužel zatím příliš nepoužívá. Hlavními důvody jsou především malé rozšíření v povědomí odborné veřejnosti, ekonomické možnosti investorů a technické možnosti výrobců a dodavatelů. Dalším problémem je její navrhování a statické posuzování ze strany projektantů a staticků. V zahraničí (Německo, Rakousko, Švýcarsko) se spřažené dřevobetonové konstrukce objevují mnohem častěji.

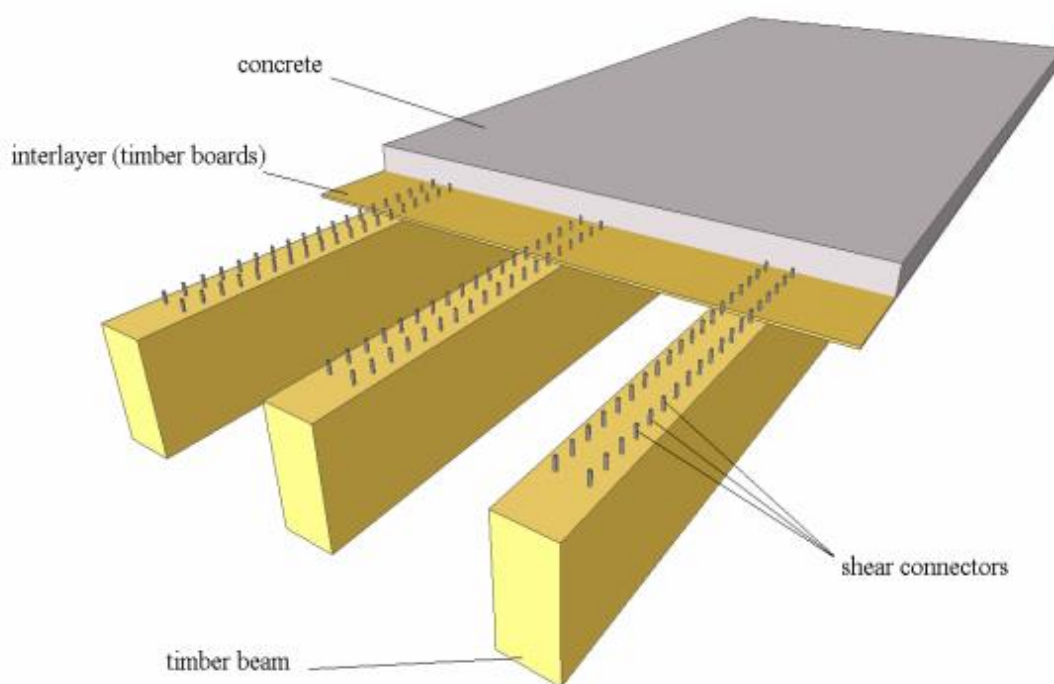
Tato technologie má přitom oproti jiným řadu velkých výhod a lze ji využít jak při moderním způsobu stavění novostaveb z prefabrikovaných deskových materiálů na bázi dřeva, tak i u rekonstrukcí dřevěných trémových stropů u historicky cenných budov.

Jedním z nejprobíranějších témat v oblasti dřevěných konstrukcí jsou v dnešní době vícepodlažní a výškové budovy na bázi dřeva. V evropských zemích jsou postaveny budovy o 12 podlažích, ve Vídni se dokončuje budova o 24 podlažích (vysoká cca 84 m). Některé (pravděpodobně nereálné) vize hovoří i o mrakodrapech ze dřeva (Oakwood Tower London – 80 podlaží, výška 304 m; W350 Tower Tokio – 70 podlaží, výška 350 m). V ČR se z důvodů přísných požárních norem a předpisů staví bohužel prozatím jen maximálně 4-podlažní budovy. Lze ovšem věřit, že vzhledem k současnému světovému trendu a ve snaze jít s dobou se i u nás brzy povede realizovat více než 4-podlažní dřevěnou budovu. Dá se předpokládat, že v této oblasti bude o spřažené dřevobetonové konstrukce pro jejich výborné vlastnosti zvýšený zájem a že tato technologie zažije veliký rozmach.

Cílem práce je představit a porovnat dnes dostupné možnosti návrhů dřevobetonových spřažených konstrukcí (analytické modely, numerické modely). Dalším cílem je ověřit shodu analytických a numerických modelů s reálnými konstrukcemi pro možnost dalšího užití v komplexních statických modelech celé budovy. Jedině tak můžeme spolehlivě ověřit prostorovou tuhost objektu, ke které dřevobetonové spřažené konstrukce výrazně přispívají. Otázka prostorové tuhosti je základem při návrhu a posouzení výše zmiňovaných vícepodlažních a výškových budov na bázi dřeva.

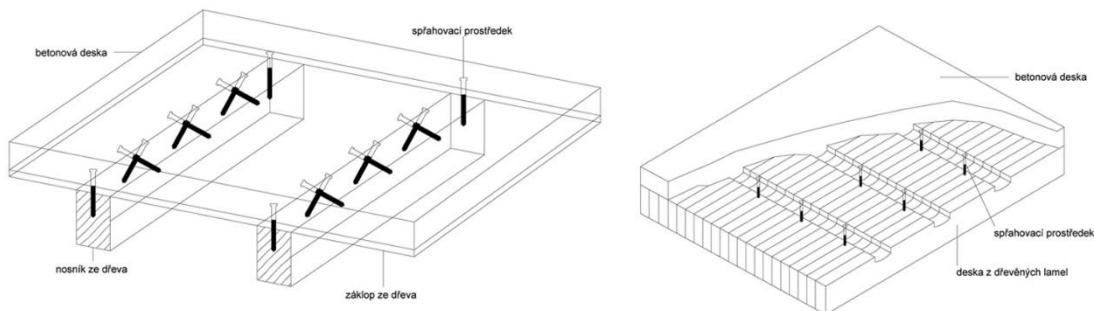
## 2 SOUČASNÝ STAV PROBLEMATIKY DŘVOBETONOVÝCH KOMPOZITNÍCH KONSTRUKCÍ

Dřvobetonové spřažené konstrukce (kompozity) jsou uznávány jako efektivní a účinná alternativa k běžným železobetonovým stropům nebo k tradičním dřevěným nosíkovým stropům. Představují elegantní technické řešení pro zvýšení pevnosti a tuhosti nových i již existujících konstrukcí. Řešení zahrnuje nový či stávající dřevěný nosník a nad ním umístěnou betonovou desku, kdy jsou obě části propojeny pomocí speciálních spřahovacích prostředků. Mezi nosníkem a deskou může být mezilehlá vrstva (záklop z prken, záklop z OSB desek, apod.). V betonové desce bývá umístěna výztuž (většinou se jedná o KARI síť), aby deska odolala napětí v tahu a aby byly sníženy šířky trhlin v betonu. Vytváří se tak systém, který naplno využívá všech výhod obou používaných materiálů. Dřevo je použito jako hlavní nosný materiál v tahu a ohybu (díky vysokému poměru hmotnost/únosnost), zatímco betonová deska je použita pro zvýšení prostorové tuhosti, pro zlepšení akustických vlastností a pro zvýšení požární odolnosti. Celková únosnost systému závisí především na tuhosti spřažení, tedy na smykové (střihové) pevnosti spojovacích prostředků. Tento systém je konkurenceschopný ve srovnání se všemi známými stropními konstrukcemi. Pokud navíc vezmeme v úvahu poměr vlastní tíhy systému a přeneseného zatížení, jsou dřvobetonové kompozity mnohem účinnější, než jakékoliv železobetonové konstrukce.



Obrázek 1: Typická skladba konstrukce dřvobetonového spřaženého stropu

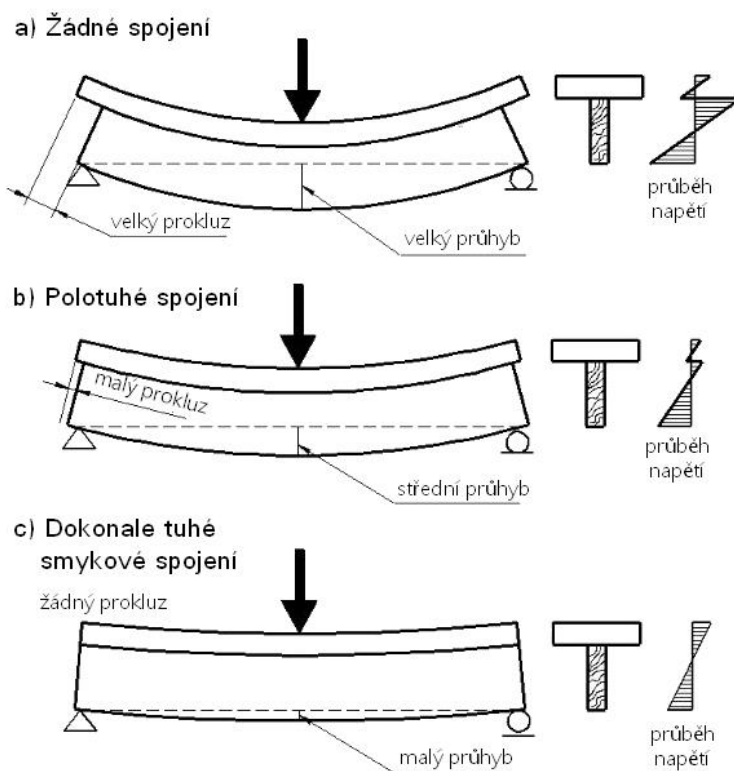
Další konstrukční možností dřevobetonových spřažených kompozitů je použití dřevěné desky (slepané z lamel, CLT desky, atd.) místo dřevěného nosníku. Touto variantou se ale práce příliš nezabývá (jejím návrhem se zabývá pouze jediný numerický model – model č.6, kapitola 3.3.1.6)



*Obrázek 2: Nosníkové a deskové provedení dřevobetonového spřaženého stropu*

Na styku dřeva a betonu vznikají smykové síly, které se přenášejí pomocí spřahovacích prostředků. Tyto jsou zpravidla z oceli a liší se různými způsoby provedení a zabudování do konstrukce.

Na příkladu dřevobetonové konstrukce nosníkového provedení si můžeme ukázat, že existují dvě hranice jejího chování. Dolní hranicí je nekompozitní chování (obrázek 3a), kdy je železobetonová deska volně položena na dřevěných nosnících a dřevo s betonem není spojeno. V tomto případě jsou obě dvě části dřevobetonového průřezu ohýbány nezávisle na sobě a na jejich styku nedochází k přenosu sil přes mechanické vazby. Každá část dřevobetonového průřezu má vlastní neutrální osu a na styku dřeva a betonu dochází k nespojitému průběhu napětí v ohybu. Horní hranicí je plně kompozitní chování (obrázek 3c), kdy dřevo a beton jsou dokonale spojeny a fungují jako jeden celek. Na jejich styku nedochází k žádnému prokluzu, dřevobetonový průřez má jednu neutrální osu a průběh napětí je lineárně spojitý po celém kompozitním průřezu. Pakliže jsou obě části dřevobetonového průřezu spojeny mechanickými spojovacími prostředky, které nevytváří spoje dokonale tuhé a vždy dovolují určitý prokluz mezi dřevem a betonem, je reálné chování spřažené dřevobetonové konstrukce někde mezi výše zmíněnými hranicemi (obrázek 3b).

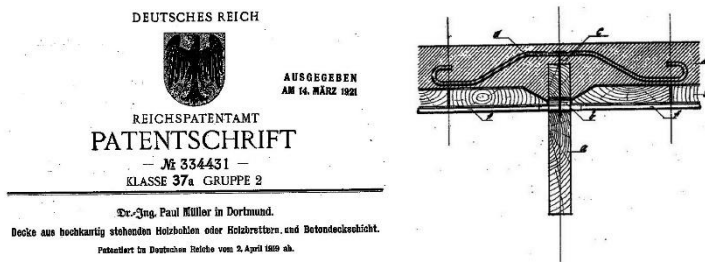


Obrázek 3: Chování dřevobetonové konstrukce v závislosti na tuhosti spojení

Spřahovací prostředky zcela zásadně ovlivňují chování kompozitní dřevobetonové konstrukce, většina výzkumů proto byla a je zaměřena na jejich únosnost a tuhost. Další výzkumy jsou pak zaměřeny na vývoj nových technologií výroby kompozitních dřevobetonových konstrukcí. Postupem času tak vzniklo mnoho variant, jak oba materiály (dřevo a beton) vzájemně spojit.

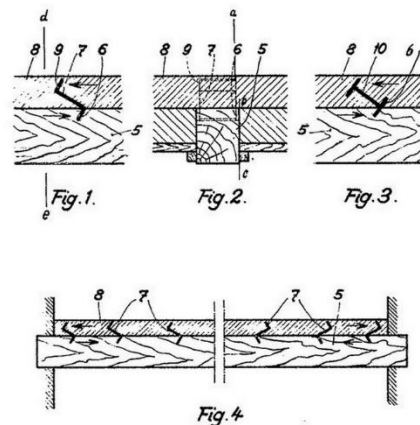
## 2.1 HISTORIE

Počátky využívání kompozitních dřevobetonových konstrukcí sahají až do počátku 20. let minulého století. Po první světové válce došlo ke zmenšení zásob oceli a tak se hledaly jiné materiálové varianty pro výstavbu budov. Snad první patent na spřahování dřevěných nosníků s betonovou deskou pomocí spřahovacích prostředků přihlásil Müller (1922). Na dřevěných fošnách nebo trámech je dřevěný záklop z prken a ke spřažení slouží ohnutá betonářská výztuž ve tvaru jakéhosi ramene. Navíc jsou prvky propojeny hřebíky pro zajištění lepší příčné soudržnosti dřevobetonové konstrukce (obrázek 4).



Obrázek 4: Německý patent Paula Müllera z roku 1921

Za průkopníka v oblasti spřahování dřeva a betonu ale spíše považujeme švýcarského mnohostranného inženýra a vynálezce Schaubu (1939), který si nechal svůj patent registrovat v roce 1930 ve Švýcarsku a následně jej rozšířil do mnoha evropských zemí i USA. Tento inženýr vymyslel a nechal si patentovat celou řadu konstrukčních řešení spočívajících v použití různých kolmých i šikmých zářezů do nosníků, smykových zářezek, spojování pomocí vrutů, či betonářské výztuže, ze které vytvářel nejen zahnuté třmeny, ale i různě zalamované nebo zavinuté spirály. Výztuž použil dokonce i jako kontinuální prvek po celé délce nosníku. V roce 1938 si nechal patentovat inovativní řešení, spočívající v použití ocelových Z - profilů a I - profilů nebo tesařských skob (obrázek 5).



Obrázek 5: Švýcarský patent Otto Schaubu z roku 1938

Pokud dobře prostudujeme jeho práci, zjistíme, že již v období druhé světové války objevil většinu způsobů spřažení, které se v jistých modifikacích zkoumají a provádějí i dnes. V následujícím období, a to až do konce osmdesátých let 19. století, byla aplikace dřevobetonu v Evropě soustředěna především do oblasti renovace a zesilování stropních konstrukcí historických objektů.

Dřevobetonové kompozitní mosty, které byly postaveny na Novém Zélandu od roku 1970, byly navrženy s vyztuženou železobetonovou deskou tloušťky 150 mm. Byly budovány



v místech, kde je velké zatížení dopravou. Použitím této desky a lepeného dřevěného nosníku se průřez nosníku snížil o 20%. Tyto konstrukce jsou popsány v publikaci Nauta (1984).

První publikací, která kombinuje teorii a praxi dřevobetonových kompozitních konstrukcí, je publikace Godyckiho a kol. (1984). Tisíc metrů čtverečních stávající stropní konstrukce bylo touto metodou renovováno v Lodži v Polsku v roce 1981. Většina dřevěných trámů mohla být v rámci rekonstrukce znovu použita. Náklady na dřevobetonový kompozitní systém byly oproti jiným alternativám rekonstrukce poloviční.

V Československu první kompozitní dřevobetonové stropní konstrukce navrhoval Ing. Jozef Poštulka již od roku 1960. Používal hřebíky o  $\varnothing$  6,3 mm a délce 180 mm, které měly rozteče u podpor 100 mm a uprostřed rozpětí nosníků 250 mm. V závislosti na šířce nosníků měnil počet řad hřebíků až do počtu pěti. Většinou používal betonovou desku tloušťky 60 mm a to až do rozpětí nosníků 7,5 m. Ukazuje se, že Ing. Poštulka uvedený způsob spřažení uplatnil jako první na světě v rozsáhlejší měřítku a tímto způsobem zesílil více než 10 000 m<sup>2</sup> dřevěných stropů (Poštulka 1983, Poštulka 1987).

V roce 1969 došlo k prvním pokusům o spojení dřeva a betonu chemickou cestou pomocí lepidel (Lukaszewska 2009). Výsledky byly velmi dobré s ohledem na únosnost spřažené konstrukce a její průhyb, ale vzbuzovaly jisté obavy s ohledem na její porušení křehkým lomem, dlouhodobé chování a vliv cyklického zatížení.

## **2.2 VÝHODY DŘEVOBETONOVÝCH KOMPOZITNÍCH KONSTRUKCÍ (DKK)**

**1)** DKK jsou mnohonásobně lehčí než železobetonové stropní konstrukce. Je možné je prefabrikovat, omezit mokré procesy na stavbě a přitom zvýšit využití dřevěných prvků v konstrukci. Ve srovnání se železobetonovými konstrukcemi, kde je spodní tažená část průřezu neefektivní a hrozí v ní vznik trhlin (které způsobují vnikání vlhkosti do konstrukce a korozi ocelové výztuže), je toto řešení mnohem efektivnější.

**2)** DKK s dobře propojenými vrstvami vykazují až trojnásobnou nosnost a až šestkrát vyšší ohybovou tuhost oproti běžným dřevěným trámovým stropním konstrukcím.

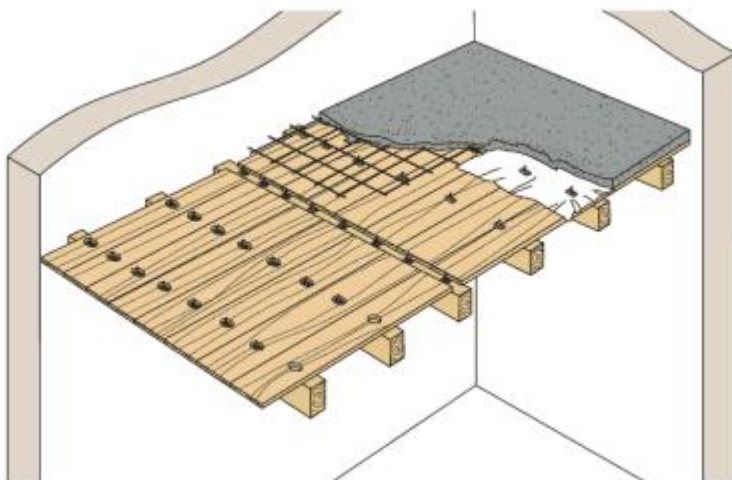
- 3) DKK jsou z hlediska nosnosti na jednotku vlastní hmotnosti mnohem účinnější než konstrukce, které využívají jen jeden z použitých materiálů (dřevěné trémové stropy, ŽB desky, atd.)
- 4) DKK výrazně přispívají k prostorové tuhosti celého objektu (především u vícepodlažních budov).
- 5) DKK zvyšují požární odolnost a vzduchovou a kročejovou neprůzvučnost.
- 6) DKK se skládají ze dřeva – obnovitelného materiálu a snižují tak ekologickou náročnost stavby.

### 2.3 KONSTRUKČNÍ DOPORUČENÍ

- 1) Nedoporučuje se používat mokré dřevo. Je důležité se ujistit, že trhliny neovlivňují umístění spojovacích prostředků.
- 2) Doporučuje se ponechat uložení v podporách delší, než je požadováno pro betonové konstrukční systémy. Tento požadavek je důležitý, aby nedošlo k nadměrnému počátečnímu přetvoření.
- 3) Spřahovací prostředky by měly být chráněny proti korozi (zinkovaná nebo nerezová ocel).
- 4) Nedoporučuje se používat nevyztužený beton, zejména pokud jsou navrženy tlustší desky. Ve spodní (tažené) části betonové desky by docházelo ke ztrátě pevnosti v důsledku velkých trhlin.
- 5) Při vylívání betonové desky by měly být dřevěné nosníky chráněny před vlhkostí. Doporučuje se použití plastových fólií či betonu s přísadami, které snižují poměr vody ku cementu.
- 6) Nedoporučuje se používat dřevo s nepříznivou chemickou reakcí na cement (např. modřín).

**Doporučení pro rekonstrukce:** V případě rekonstrukcí starých trémových stropů je možné použít původní trámy. Je nutné odstranit původní záklop a ošetřit trámy fungicidy a insekticidy. Poté jsou do dřevěných nosníků umístěny spřahovací prostředky a nad nový

základ je umístěna výztuž betonové desky a beton s nízkým poměrem vody a cementu (obrázek 6). Dřevěné trámy je nutné podepřít až do doby, dokud beton nevytverdne.

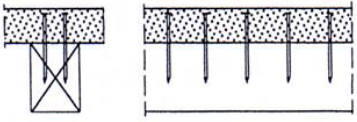
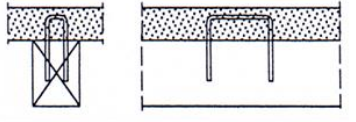
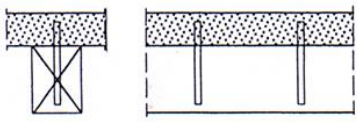
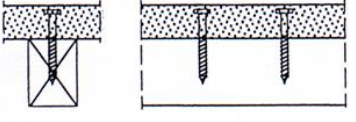
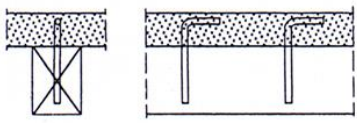
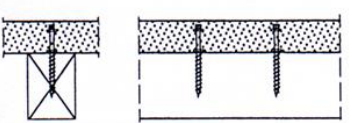
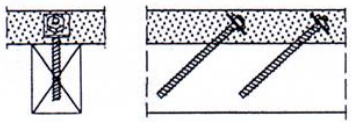
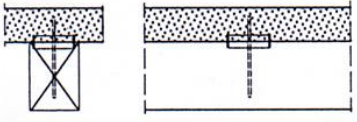
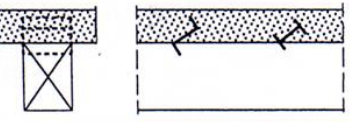
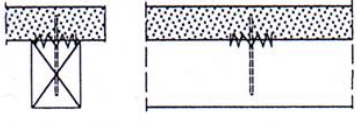
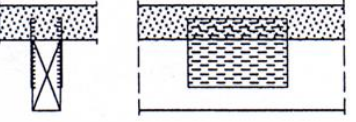
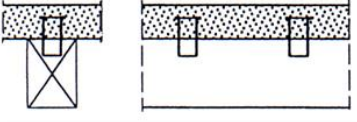


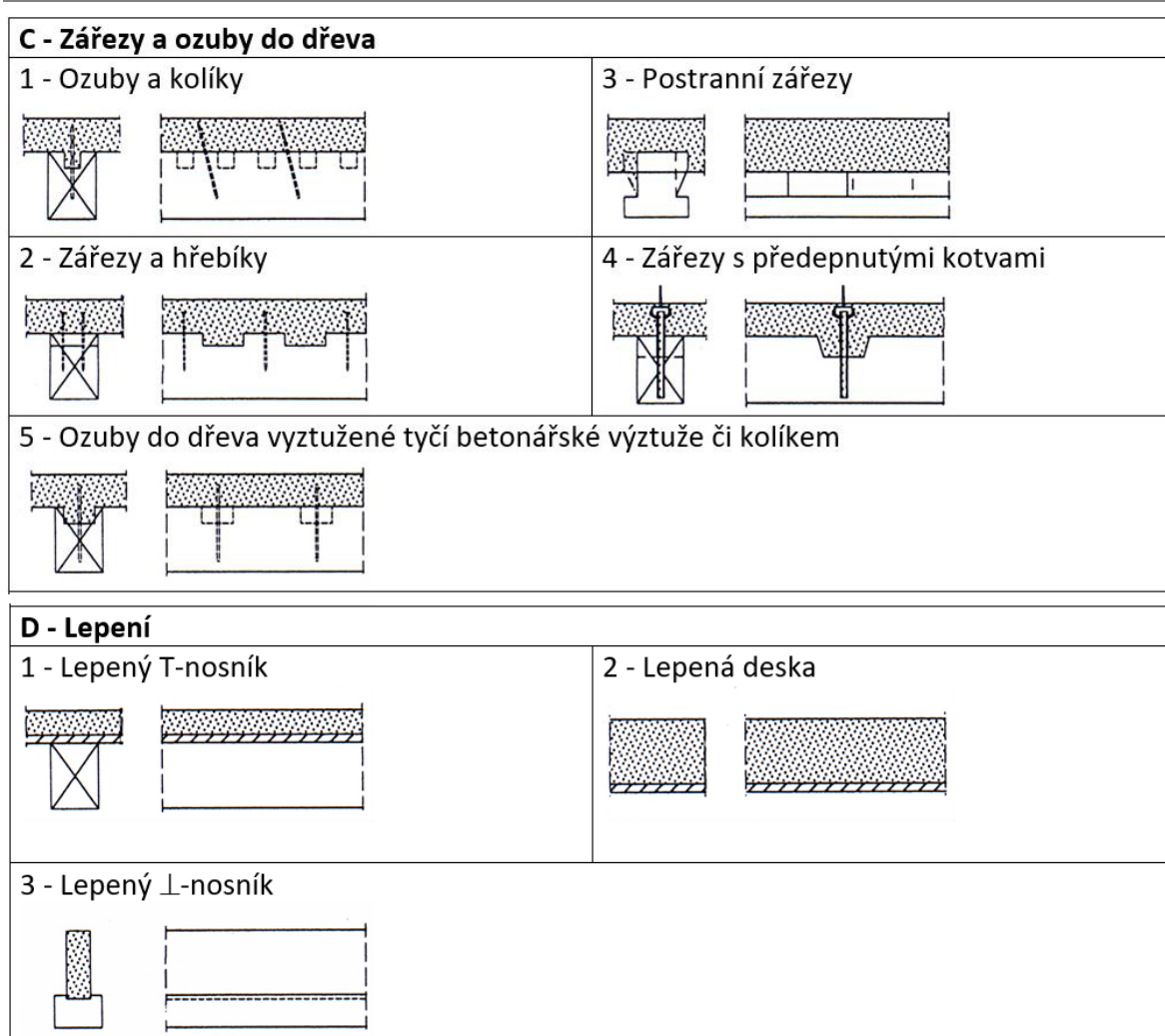
Obrázek 6: Rekonstrukce dřevěného trámového stropu – vytvoření kompozitu

## 2.4 SPŘAHOVACÍ PROSTŘEDKY

S rozvojem používání kompozitních dřevobetonových stropních konstrukcí (jak u novostaveb, tak při rekonstrukcích) narůstá především škála možných typů spřažení dřeva a betonu, viz tabulka 1. V prvních kompozitních dřevobetonových konstrukcích dominovaly jako spřahovací prostředky klasické spojovací prostředky kolíkového typu (hřebíky, vruty apod.), používané pro spojování dřevěných prvků navzájem. Zájem o větší uplatnění kompozitních dřevobetonových konstrukcí vedl postupně k vývoji nových spřahovacích prostředků, které jsou určeny jen pro tyto konstrukce. Přehled většiny dosud známých způsobů spřažení je uveden v tabulce 1. Uvedené spřahovací prostředky jsou seřazeny za

sebou vzestupně podle tuhosti. Jako parametr tuhosti se používá tzv. modul prokluzu, který je dán poměrem přírůstků smykové síly a jí odpovídajícího prokluzu spřahovacího prostředku ve spáře dřevo-beton v lineární části jeho pracovního diagramu.

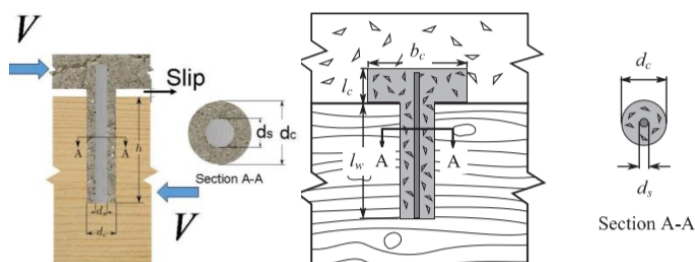
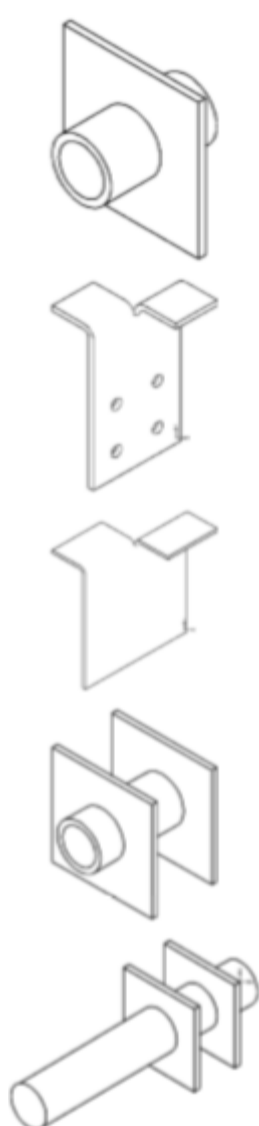
<b>A - Ocelové spřahovací prostředky kolíkového typu</b>	
1 - Hřebíky 	4 - Tesařské skoby 
2 - Kolíky 	5 - Vrutý 
3 - Tyče betonářské výztuže 	6 - Vrutý se dvěma hlavami 
7 - Speciální vruty 	
<b>B - Speciální ocelové spřahovací prostředky</b>	
1 - Kroužek s kolíkem 	3 - Z a I profily 
2 - Bulldog s kolíkem 	4 - Desky s prolisovanými trny 
5 - Trubky 	



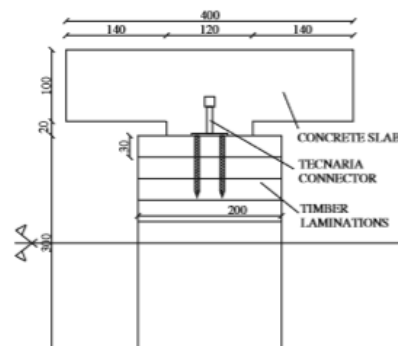
Obrázek 7: Přehled spřahovacích prostředků

Jak bylo již uvedeno v předchozí kapitole, spřahovací prostředky zcela zásadně ovlivňují chování kompozitní konstrukce. Pokud tedy pozorně prostudujeme zahraniční publikace, mnoho z nich se zabývá vývojem nových typů a zkoumá jejich chování v konstrukci. Během posledních dvaceti let byla vyvinuta celá řada spřahovacích prostředků a technologií. Jedním z nich je speciální vrut se dvěma hlavami. Vrut se šroubuje do dřeva do té doby, než se první hlava zarazí o povrch dřevěného prvku – viz obrázek 7, část A6. Horní konec vrutu s druhou hlavou zajišťuje spřažení s betonovou deskou. Dalším z nich je spřažení pomocí ozubů ve dřevěném nosníku v kombinaci se spřahovacími prostředky Hilti, které byly po zatvrdnutí betonu předepnuty – viz obrázek 7, část C4. Část D1 na obrázku 7 je zobrazený spřažený T-nosník, kdy je spřažení docíleno pomocí lepidla. Betonová deska na bázi polymerů (směsi lepidla a písku) se přilepí ke dřevěnému nosníku. Výhodou je, že v tomto případě je možné použít jednoduchý výpočetní model založený na plném spřažení dřeva a betonu bez prokluzu, což u prvků s prokluzem nejde. Nevýhodou je nedostatek jakékoliv

rezervy v únosnosti a neschopnost plastifikace. Ukázka dalších speciálních spřahovacích prostředků je na obrázcích 8 až 10.



Obrázek 8: Ukázka speciálního „ocelobetonového“ spřahovacího prostředku



Obrázek 9: Ukázka speciálního spřahovacího prostředku „Tecnaria“

Obrázek 10: Ukázka dalších speciálních ocelových spřahovacích prostředků

## 2.5 VÝPOČETNÍ MODELY

Jednoduché lineární modely, které berou v úvahu prokluz mezi spojovanými prvky, jsou popsány mnoha autory. Většina z nich vychází z předchozích prací Möhlera (1956) a Newmarka a kol. (1951). První, kdo přišel s lineárním modelem, který je široce využíván i dnes, byl Stiissi (1947). Amana a kol. (1967) a Goodman a kol. (1968) odvozují model pro tři spřažené vrstvy. Schelling (1968) rozšířil bývalé teorie na nosníky s více vrstvami a

mezivrstvami. Všechny dosud uvedené modely předpokládají lineární chování materiálu, zanedbatelné smykové deformace a jednoduše podepřený (prostý) nosník.

První ucelenou publikaci zaměřenou na teorii i praxi kompozitních dřevobetonových konstrukcí je již dříve zmíněná publikace Godycki a kol. (1984). Autoři provedli smykové a ohybové zkoušky dvou typů spřažení: hřebíků v kombinaci se zářezy do dřeva a samotných hřebíků. Vyvinuli zjednodušený (lineárně pružný) výpočetní model s uvážením prokluzu ve spáře mezi dřevěným nosníkem a betonovou deskou.

Girhammar (1984) zkoušel kompozitní dřevobetonové stěnové prvky, u kterých jako spřahovací prostředek byly použity ocelové desky s prolisovanými trny (1984). Odvodil pracovní diagram spřažení a lineární výpočetní metodu pro prvky vystavené normálovým silám i ohybu. Navrhl též optimální rozmístění spřahovacích prostředků.

Zajicek (1985) použil svorníky, kolíky, hřebíky a pruty betonářské oceli na zesílení stávajících dřevěných stropů jejich spřažením s betonovou deskou. Jeho zjednodušený výpočetní model zanedbával prokluz ve spojích a nevystihoval proto skutečnost.

Küng (1987) zesiloval stávající dřevěné stropy pomocí betonu o malé objemové hmotnosti se spřažením vruty. Zkoumal problematiku kvality betonu, šířky betonové desky, nových nebo starých dřevěných nosníků, typu zatížení a rozmístění spřahovacích prostředků na chování kompozitního nosníku. Jedním z výsledků jeho práce bylo doporučení šroubovat vruty pod úhlem  $60^\circ$  k hornímu povrchu dřevěného nosníku místo obvyklých  $90^\circ$ . V tom případě se únosnost spřažení vrutem zvýší na dvojnásobek a rovněž roste tuhost spřažení. Jeho výpočetní metoda je založena na lineárně pružném modelu, který respektuje prokluz ve spáře mezi betonovou deskou a dřevěným nosníkem.

Natterer a Hoeft (1987) odvodili jiný lineární výpočetní model. Vyzkoušeli několik typů zatížení a odvodili odpovídající účinnou šířku betonové desky. Potvrdila se známá skutečnost, že účinná šířka je menší pro osamělá břemena a téměř rovna osově vzdálenosti dřevěných nosníků pro rovnoměrné zatížení za předpokladu, že poměr mezi vzdáleností nosníků a jejich rozpětím je menší než 0,2. Provedli smykové zkoušky s vruty a kolíky a ohybové zkoušky u nosníků s vruty, které byly zašroubovány do nosníků pod úhlem  $30^\circ$ .

Heimeshoff (1991) popsal aproximaci pro nosník s třemi podporami a různými zatěžovacími podmínkami, Aicher a kol. (1987) také vzali v úvahu smykové deformace pro kompozity vystavené ohybovým momentům.

### **2.5.1 Analytický model (lineární, elastický)**

Přestože analytický model poskytuje vyhovující výsledky při běžném zatížení, při zatížení blížícím se vzniku plasticity už model neposkytuje přesné výsledky. Modely srovnatelné s Möhlerovým modelem dodnes slouží pro návrh dřevobetonových spřažených kompozitů a používají se pro porovnání výsledků a určení odchylek mezi teoretickými výpočty a praktickými ohybovými zkouškami. Základní předpoklady analytického modelu jsou popsány v kapitole 3.2.1.1.

### **2.5.2 Numerický model (FEM model)**

Zkratka FEM (finite elements method) se do češtiny překládá jako metoda konečných prvků (MKP). Metoda spočívá v zadání simulačního modelu do statického programu. Do programu zadáváme všechny důležité údaje o materiálu, statické schéma, geometrii nosníku, systém spřažení a další potřebné údaje. Program pak sám sestaví matice tuhosti, vyřeší soustavy rovnic a vypočte výsledky. Takto lze simulovat jak jednoduché nosníky, tak celé stropní systémy. Analýza je provedena metodou podle teorie I. řádu (lineární výpočet) i podle teorie II. řádu (nelineární výpočet). Metoda podle teorie II. řádu poskytuje přesné výsledky i po vzniku plasticity. FEM modely se zabývá celá kapitola 3.3.

## **2.6 TECHNOLOGIE**

Jak již bylo zmíněno v úvodu, při realizaci dřevobetonových konstrukcí převládá monolitické provedení železobetonové desky. Tento způsob má mnoho nevýhod, ale například při rekonstrukcích je nenahraditelný. Nevýhodou je nutnost vytvoření bednění, které je buď na nosnících a tím vytváří mezivrstvu mezi dřevěným nosníkem a betonovou deskou, nebo je částečně zapuštěné pod úroveň horní hrany nosníků. Vytvoření mezivrsty negativně ovlivňuje celkovou únosnost spřažení a vytváření snížených záklopů zvyšuje celkovou pracnost a náklady. Dalšími nevýhodami je nutnost ochrany dřeva proti vlhkosti pronikající z betonové směsi, nutnost ošetřovat betonovou směs, potřeba podpěrné konstrukce při betonáži a větší celkové konečné deformace konstrukce. Všechny tyto negativní faktory prodlužují dobu výstavby a tím ji i prodražují, což v dnešní době (kdy je velká poptávka po rychlé a kvalitní výstavbě) není žádoucí. Z tohoto důvodu se ve skandinávských zemích,



Německu, Rakousku a postupně pak i v dalších zemích odborníci začali zabývat možnostmi výroby konstrukcí prefabrikovaných. Prefabrikaci můžeme rozdělit na částečnou a celkovou.

## 3 POROVNÁNÍ VÝPOČETNÍCH METOD PRO DŘVOBETONOVÉ KOMPOZITNÍ KONSTRUKCE

### 3.1 PŘEHLED VÝPOČETNÍCH METOD A VSTUPNÍ PARAMETRY

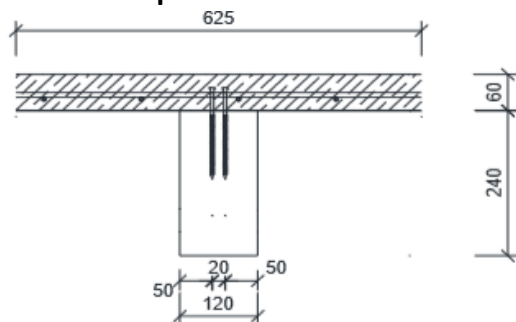
V rámci práce byl vybrán praktický příklad stropní konstrukce s polotuhým spřaženým nosníkem, na kterém bude zkoumán a porovnáván způsob zadávání prokluzu, metoda výpočtu a rozdíly v získaných vnitřních silách a napětích. Tam, kde to metoda dovoluje, budou zkoumány rozdíly ve výsledcích při různých konstrukčních a statických variantách. Dále budou zkoumány výhody a nevýhody jednotlivých metod, složitost jejich modelace a také jejich použitelnost v reálných statických výpočtech. Všechny výpočty budou provedeny pouze pro čas  $t = 0$ . Výpočty pro čas  $t = \infty$  prováděny nebudou, liší se jen ve vstupních hodnotách modulu pružnosti a modulu prokluzu, které se navíc velmi obtížně určují.

#### Vytvořené modely

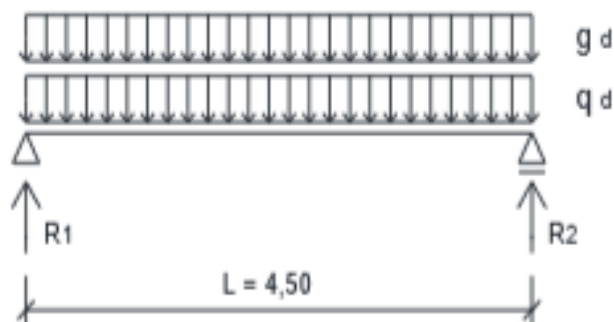
- 1) Analytická metoda – dle postupu pro výpočet mechanicky spojovaných nosníků uvedeného v EN 1995-1-1 byl vytvořen jednoduchý program v aplikaci MS Excel.
- 2) Numerická metoda – modely vytvořené v programu DLUBAL RFEM (metoda konečných prvků)
  - 2.1) 6 3D modelů s různým zadáním prokluzu
  - 2.2) 2D modely pro porovnání výsledků s 3D verzí stejného modelu
  - 2.3) Několik 3D modelů pro různé konstrukční a statické varianty
- 3) Výpočet pomocí software HBV (program společnosti SFS Intec)
  - 3.1) HBV 4 (starší verze programu)
  - 3.2) HBV 6 (aktuální verze programu)

#### 3.1.1 Zadání modelového příkladu – geometrie, statické schéma a zatížení

##### Geometrie průřezu:



Obrázek 11: Geometrie průřezu

**Statické schéma:**

Obrázek 12: Statické schéma

**Zatížení:** ostatní stálé zatížení = **0,99 kN/m<sup>2</sup>**

užitné zatížení = **2,5 kN/m<sup>2</sup>**

**3.1.2 Použité materiály a jejich charakteristiky**

**Beton C20/25** (dle EN 1992-1-1)

- E = 30 GPa

**Dřevo C24** (dle EN 1995-1-1)

- E<sub>0,mean</sub> = 11 GPa

- E<sub>0,05</sub> = 7,4 GPa

**3.1.3 Modul prokluzu K<sub>ser</sub>**

Pro spoje provedené pomocí mechanických spojovacích prostředků se musí určit modul prokluzu K<sub>ser</sub> jednoho stříhu jednoho spojovacího prostředku. Pro běžné spojovací prostředky je v EN 1995-1-1 uvedena tabulka se vztahy, kde pomocí objemové hmotnosti dřeva ρ<sub>m</sub> [kg/m<sup>3</sup>] a průměru spojovacího prostředku d [mm] určíme součinitel K<sub>ser</sub>.

Typ spojovacího prostředku	K <sub>ser</sub>
Kolíky Svorníky s nebo bez vůle <sup>a</sup> Vrutý Hřebíky (s předvrtáním)	$\rho_m^{1,5} d/23$
Hřebíky (bez předvrtání)	$\rho_m^{1,5} d^{0,8}/30$
Sponky	$\rho_m^{1,5} d^{0,8}/80$
Prstencový hmoždík typu A podle EN 912 Taliřový hmoždík typu B podle EN 912	$\rho_m d_c/2$

Zazubené hmoždíky:	
- Hmoždíky typu C1 až C9 podle EN 912	$1,5\rho_m d_c/4$
- Hmoždíky typu C10 až C11 podle EN 912	$\rho_m d_c/2$
<sup>a</sup> Vůle se má přidat k přetvoření odděleně.	

Obrázek 13: Hodnoty  $K_{ser}$  pro spojovací prostředky a hmoždíky v N/mm ve spojích dřevo-dřevo a deska na bázi dřeva-dřevo

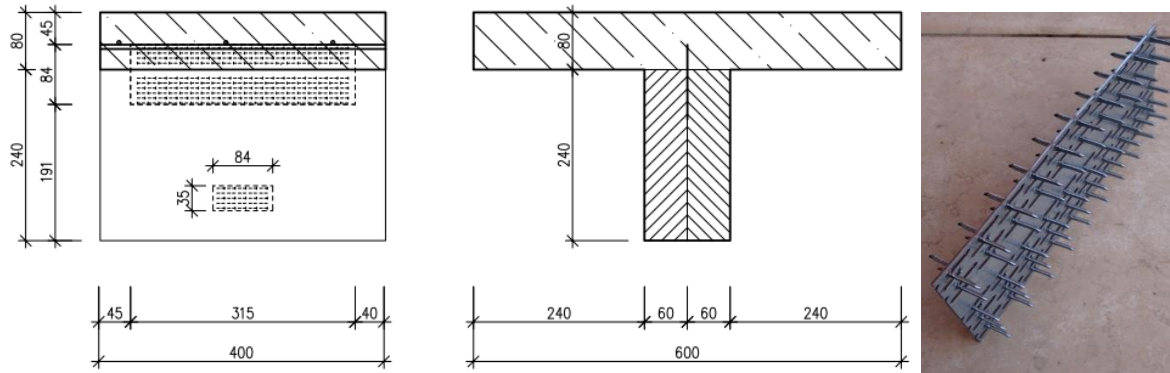
Pro typ spoje, kterým se tato práce zabývá (beton-dřevo) je v normě uvedena následující poznámka:

*„Pro spoje ocel-dřevo nebo beton-dřevo,  $K_{ser}$  se má stanovit pomocí  $\rho_m$  pro dřevěný prvek a může se násobit 2,0.“*

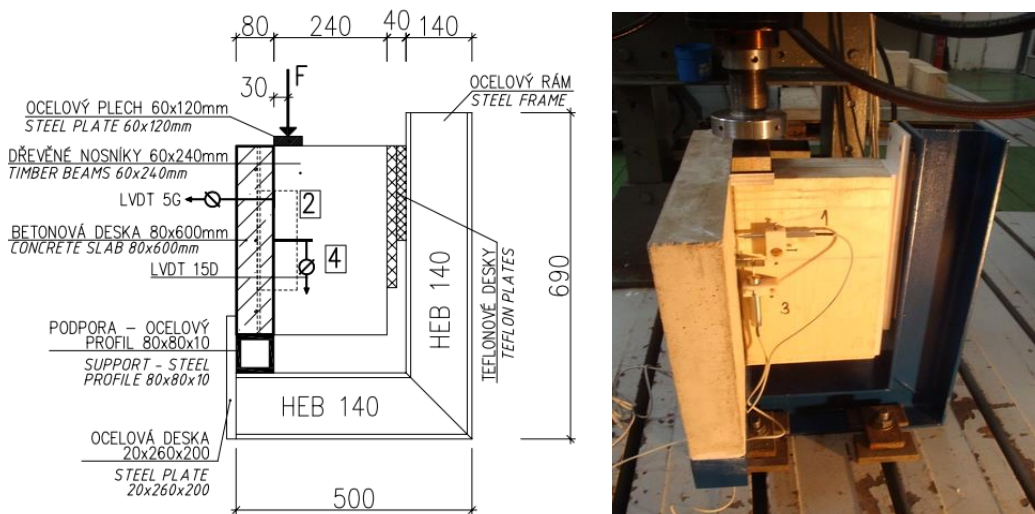
Důležité je především slovo „může“. To znamená, že každý statik může určit  $K_{ser}$  jinak a výsledky výpočtu se mohou velmi lišit. Norma navíc nepodchycuje velké množství alternativ, které se v praxi běžně vyskytují (například vrut nebo kolík může být ve dřevu pod úhlem, mezi dřevem a betonem může být mezilehlá vrstva – OSB deska, některé spojovací prostředky nejsou v tabulce vůbec uvedeny, apod.)

Daleko přesnější výsledky získáme pomocí zkoušky v laboratoři, jedná se o takzvanou protlačovací zkoušku. Tato zkouška nám po vyhodnocení poskytne přímo hodnotu  $K_{ser}$  [N/mm]. Průběh zkoušky musí být proveden v souladu s příslušnými normami. Zkouška spočívá ve výrobě několika zkušebních těles, které pak v laboratoři postupně zatěžujeme. Postup předpokládá znalost pravděpodobné hodnoty při porušení. Zatížení je vnášeno kontinuálně hydraulickým lisem. Posunutí je měřeno pomocí snímačů s lineárním napětím, umístěných na střed dřevěných nosníků z obou stran, aby bylo podchyceno nesymetrické posunutí. Na obrázku 15 je schéma protlačovací zkoušky a fotografie z reálné zkoušky. Na obrázku 16 je pak pracovní diagram spřažení a z něj získané moduly prokluzu. Oba obrázky se týkají speciálního spřahovacího prostředku (deska s oboustranně prolisovanými trny, jejíž spodní část se zalisuje mezi dva dřevěné nosníky a horní část se zalévá do betonu). Spřahovací prostředek byl zkoušen v Experimentálním centru ČVUT na Fakultě stavební, schéma zkušebního tělesa a fotografie spřahovacího prostředku jsou zobrazeny na obrázku 14. Všechny tři obrázky jsou zde uvedeny pouze pro představu, jak se protlačovací zkouška připravuje a jak probíhá. Spřahovací prostředek zvolený pro modelový příklad je popsán v další kapitole.

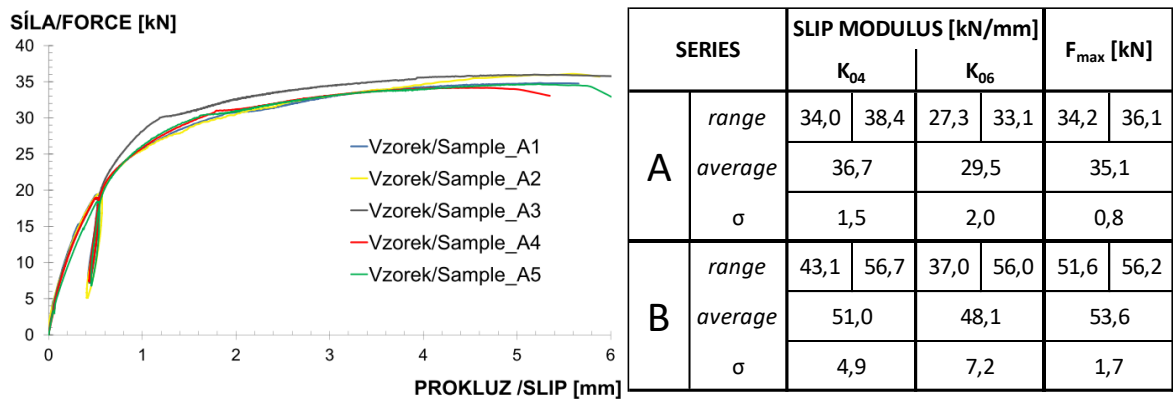
### 3 POROVNÁNÍ VÝPOČETNÍCH METOD PRO DŘEVOBETONOVÉ KOMPOZITNÍ KONSTRUKCE



Obrázek 14: Schéma zkušebního tělesa a fotografie sřahovacího prostředku



Obrázek 15: Schéma protlačovací zkoušky a foto z experimentu



Obrázek 16: Pracovní diagramy sřažení a získané moduly prokluzu

\* Pro výpočty mezního stavu únosnosti se místo  $K_{ser}$  používá  $K_u$ . Hodnota  $K_u$  je rovna 2/3 hodnoty  $K_{ser}$  ( $K_u = 2/3 * K_{ser}$ ).

### 3.1.4 Spřahovací prostředky

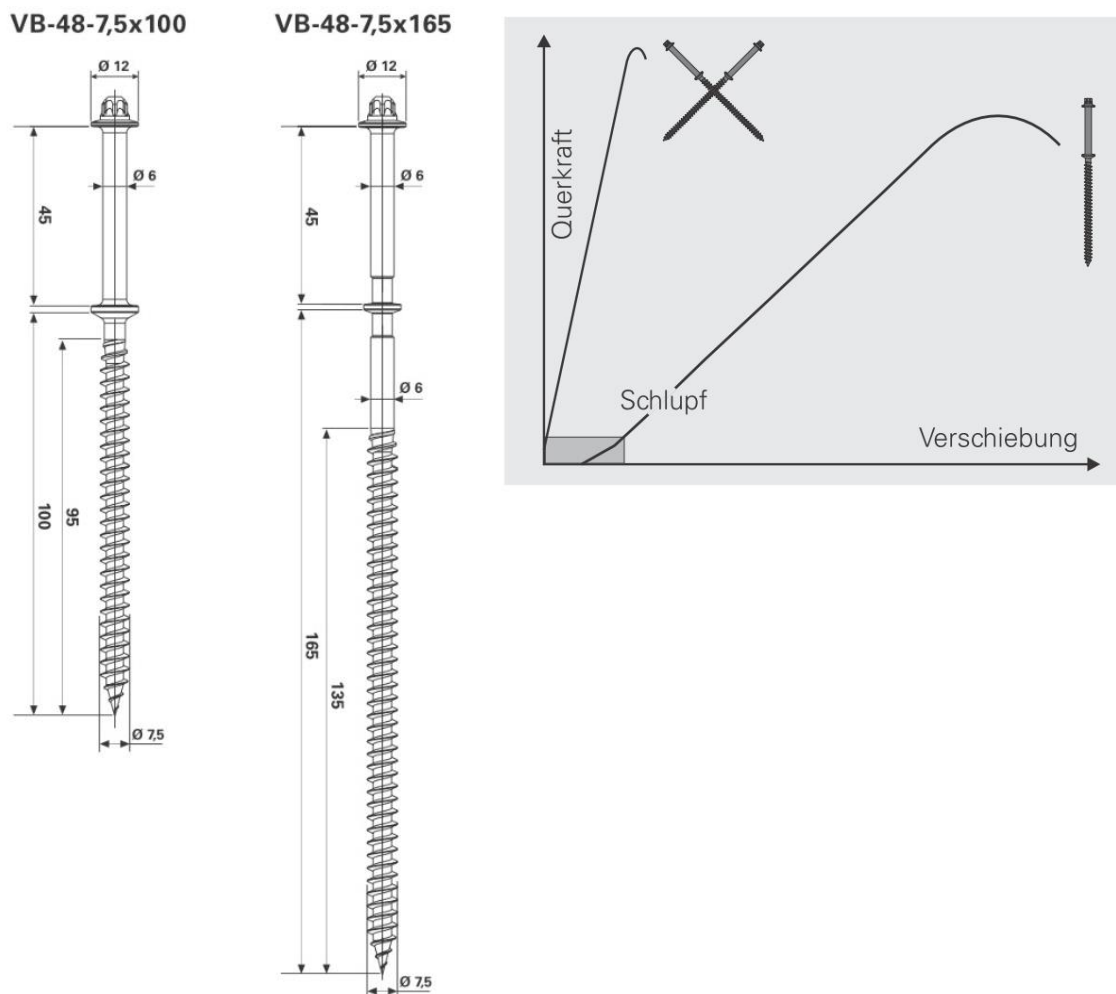
**Vzdálenost spřahovacích prostředků:** zvoleno  $s = 150 \text{ mm}$ , spřahovací prostředky jsou rozmístěny rovnoměrně po délce nosníku a jsou vždy v páru (vruty pod úhlem  $45^\circ/135^\circ$ , k sobě kolmé)

Pro modelový příklad byl jako spřahovací prostředek zvolen speciální vrut pro spřažení dřeva s betonem VB-48–7,5x100 od společnosti SFS Intec. Tento vrut byl zvolen z několika důvodů:

- 1) Výrobce poskytuje experimentálně zjištěné vlastnosti jednoho páru vrutů
- 2) Výrobce poskytuje svůj vlastní software pro návrh stropní konstrukce (tímto softwarem se blíže zabývá kapitola 3.4)
- 3) Jedná se o jeden z nejčastěji používaných prostředků a způsobů spřažení - existují k němu alespoň nějaké podklady a materiály

#### **Popis spojovacích prostředků VB:**

Vruty VB se vyrábějí v délkách 100 mm (VB–48–7,5x100) a 165 mm (VB–48–7,5x165). Delší vrut výrobce doporučuje použít v případě, že je mezilehlá vrstva tlustší než 19 mm nebo při požadavku vyšší únosnosti ve spřažení. Ani jedno z doporučení se netýká našeho příkladu, proto je použit vrut délky 100 mm.



Obrázek 17: Vrut VB–48–7,5x100, vrut VB–48–7,5x165, graf poměru únosnosti a prokluzu v závislosti na umístění vrutů

#### Experimentálně zjištěné vlastnosti:

**Modul prokluzu**  $K_{ser}$  jednoho páru vrutů (vruty pod úhlem 45°/135°, k sobě kolmé):

$$K_{ser} = 25000-350 \cdot t_s = \mathbf{25000 \text{ [N/mm]} = 25 \text{ [MN/m]}}$$

$\cdot t_s$  – tloušťka mezilehlé vrstvy, v tomto příkladu  $t_s = 0 \text{ mm}$

$$K_u = (2/3) \cdot K_{ser} = \mathbf{16,667 \text{ [MN/m]}}$$

**Střihová únosnost**  $T_k$  jednoho páru vrutů (vruty pod úhlem 45°/135°, k sobě kolmé)

$$T_k = 16600-200 \cdot t_s = \mathbf{16600 \text{ [N]}}$$

$\cdot t_s$  – tloušťka mezilehlé vrstvy, v tomto příkladu  $t_s = 0 \text{ mm}$

## 3.2 ANALYTICKÁ METODA

### 3.2.1 EN 1995-1-1 - Mechanicky spojované nosníky

Průřezy nosníků mohou být složeny z několika částí spojených mechanickými spoji. Mechanické spoje přenášejí především posouvající síly.

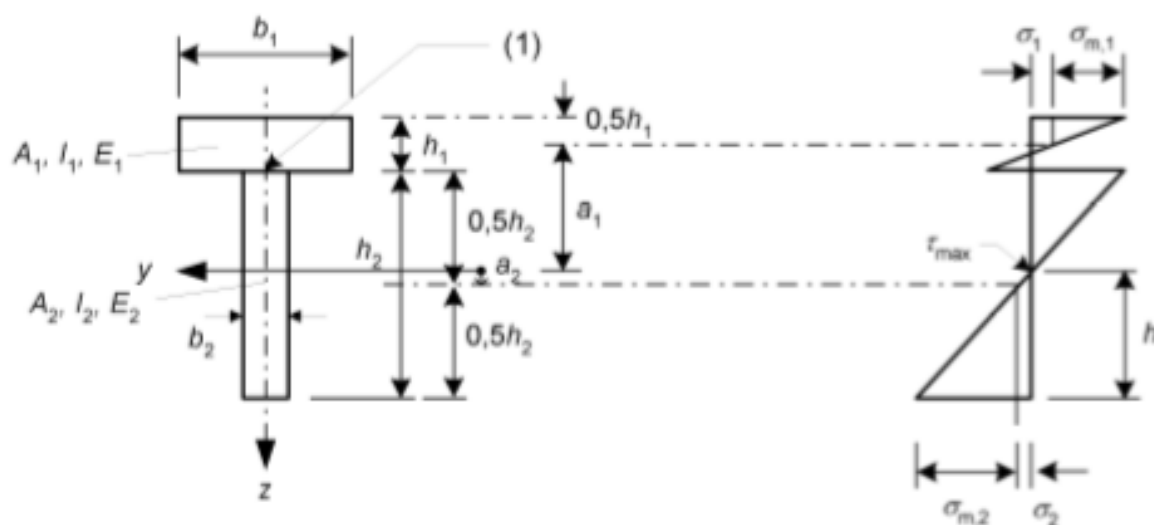
#### 3.2.1.1 Zjednodušená analýza

Řešení vychází z předpokladu, že pro každou část průřezu platí jednoduchá teorie ohybu a smykové přetvoření je zanedbáno.

#### Předpoklady zjednodušené analýzy

Návrhová metoda je založena na teorii lineární pružnosti a na následujících předpokladech:

- nosníky jsou prostě podepřeny a mají rozpětí  $\ell$ . Pro spojitě nosníky mohou být vztahy použity s  $\ell$  rovnajícím se 0,8násobku příslušného rozpětí a pro konzolové nosníky s  $\ell$  rovnajícím se dvojnásobku délky konzoly
- jednotlivé části (dřeva, desky na bázi dřeva) jsou po délce buď z jednoho kusu nebo nastaveny lepenými spoji
- jednotlivé části jsou navzájem spojeny mechanickými spojovacími prostředky s modulem prokluzu  $K_{ser}$
- rozteč  $s$  mezi spojovacími prostředky je konstantní nebo se stejnoměrně mění podle posouvající síly mezi  $s_{min}$  a  $s_{max}$ , kdy  $s_{max} \leq 4 s_{min}$
- zatížení působí ve směru osy  $z$  a vyvoluje moment  $M = M(x)$  s průběhem ve tvaru sinusoidy nebo paraboly a posouvající sílu  $V = V(x)$ .



Obrázek 18: Průřez (vlevo) a průběh napětí v ohybu (vpravo), včetně parametrů



**3.2.1.2 Účinná ohybová tuhost**

Účinná ohybová tuhost se má uvažovat takto:

$$(EI)_{\text{ef}} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2)$$

při použití průměrných hodnot E a kde:

$$A_i = b_i h_i$$

$$I_i = \frac{b_i h_i^3}{12}$$

$$\gamma_2 = 1$$

$$\gamma_i = \left[ 1 + \pi^2 E_i A_i s_i / (K_i l^2) \right]^{-1} \quad \text{pro } i = 1 \text{ and } i = 3$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i}$$

kde značky jsou definovány na obrázku 17,  $K_i = K_{\text{ser},i}$  pro výpočty mezních stavů použitelnosti,  $K_i = K_{u,i}$  pro výpočty mezních stavů únosnosti. Pro T-průřezy  $h_3 = 0$ .

**3.2.1.3 Normálová napětí**

Normálová napětí se mají uvažovat takto:

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M}{(EI)_{\text{ef}}}$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0,5 E_i h_i M}{(EI)_{\text{ef}}}$$

**3.2.1.4 Namáhání spojovacího prostředku**

Namáhání spojovacího prostředku se má uvažovat takto:

$$F_i = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i V}{(EI)_{\text{ef}}}$$

kde  $i = 1$  a případně 3,  $s = s(x)$  je rozteč spojovacích prostředků

### 3.2.2 Výpočet v programu MS Excel (dle EN 1995-1-1)

Na základě postupu uvedeného na předchozích dvou stranách byl vytvořen jednoduchý program v aplikaci MS Excel. Program je vytvořen pouze pro systém spřahovacích prostředků VB od společnosti SFS Intec, pro účely této práce nebylo nic jiného potřeba. Doplnit program o databázi hodnot  $K_{ser}$ , případně možnost výpočtu  $K_{ser}$  dle postupu uvedeného v kapitole 3.1.3 by ovšem nebyl problém. Program dále započítává vliv mezilehlé vrstvy – její tloušťku započte do geometrie průřezu a  $K_{ser}$  sníží dle vzorce uvedeného v kapitole 3.1.4. To ale nebude v tomto modelovém příkladu, na kterém porovnáваме hodnoty výsledků získané z různých metod, použito. Program je vytvořen tak, aby se výstupy z něj daly použít jako statický výpočet. Bez dalších modifikací má 4 listy (lze například rozšířit o posouzení  $t = \infty$ ).

Na prvním listu je možnost definovat geometrii a zatížení. Vlastní tíha se započítává automaticky, objemové hmotnosti materiálů můžeme měnit. Program nabízí zadat až 5 spojitých zatížení (včetně koeficientu  $\gamma$ ) a až 4 osamělá břemena s různými rameny. Pokud zadáme konkrétní zatížení, barevně se zobrazí ve schématu (včetně hodnoty). U osamělých břemen se pak u aktivního objeví jeho velikost a velikost ramene (patrné z obrázku 19 a 21). Dále zadáme osovou rozteč, rozměry dřevěného nosníku, tloušťku mezilehlé vrstvy a tloušťku betonové desky. Poté vybereme z databáze třídu pevnosti dřeva a třídu pevnosti betonu, které chceme použít. Nakonec zadáme rozteč spřahovacích prostředků – lze zadat rozdílné vzdálenosti u podpory a uprostřed nosníku (vzdálenost u podpory se započte do namáhání spřahovacích prostředků, vzdálenost uprostřed rozpětí se započte do výpočtu normálového napětí a průhybu). Program spočte reakce, maximální posouvající sílu  $V$  [kN] a maximální ohybový moment  $M$  [kNm]. Průběhy vnitřních sil se zobrazí graficky.

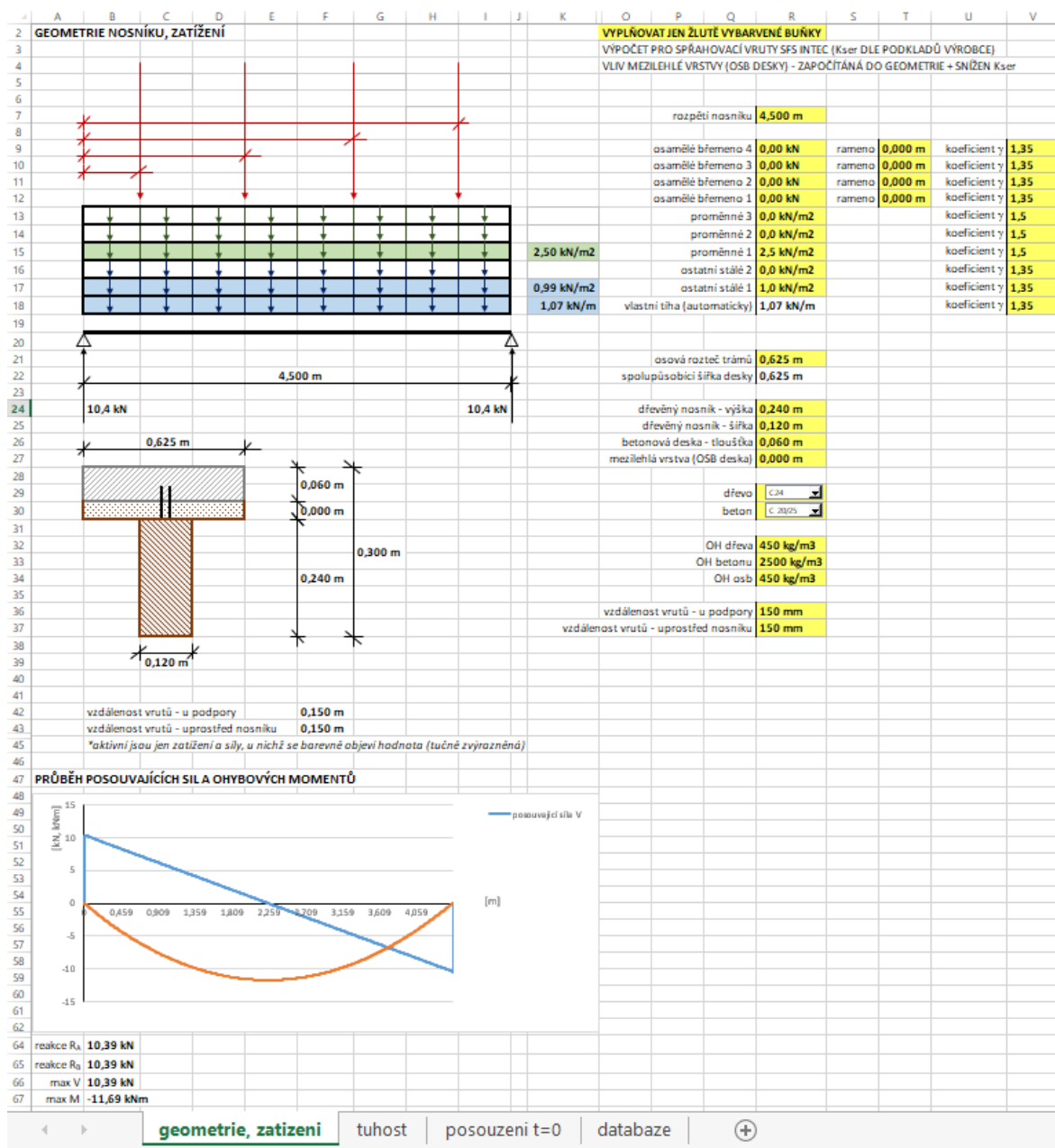
Na druhém listu se objevují materiálové charakteristiky získané z databáze, modul prokluzu (může být redukováný, pokud zadáme mezilehlou vrstvu) a probíhá zde výpočet účinné ohybové tuhosti (v čase  $t = 0$  u podpory a uprostřed rozpětí, v čase  $t = \infty$  u podpory a uprostřed rozpětí).

Na třetím listu je pak samotné posouzení – napětí v betonu i ve dřevě při horních i dolních vláknech uprostřed rozpětí nosníku (včetně grafického zobrazení průběhu normálového napětí), průhyb uprostřed nosníku a namáhání spojovacích prostředků u podpory). U každé posuzované hodnoty se zobrazí, zda vyhovuje či nikoliv. Návrhové únosnosti získává

### 3 POROVNÁNÍ VÝPOČETNÍCH METOD PRO DŘEVOBETONOVÉ KOMPOZITNÍ KONSTRUKCE

program z databáze (respektive z databáze získává charakteristické hodnoty, ty pak přenásobí  $k_{mod}$  a vydělí  $\gamma_M$ ). V programu je nastaveno  $k_{mod} = 0,8$  a  $\gamma_M = 1,3$ . Lze ale bez problémů do programu doplnit databázi všech možností těchto součinitelů.

Čtvrtým listem je databáze, ze které program bere všechny materiálové hodnoty (modulů pružnosti a charakteristické únosnosti).



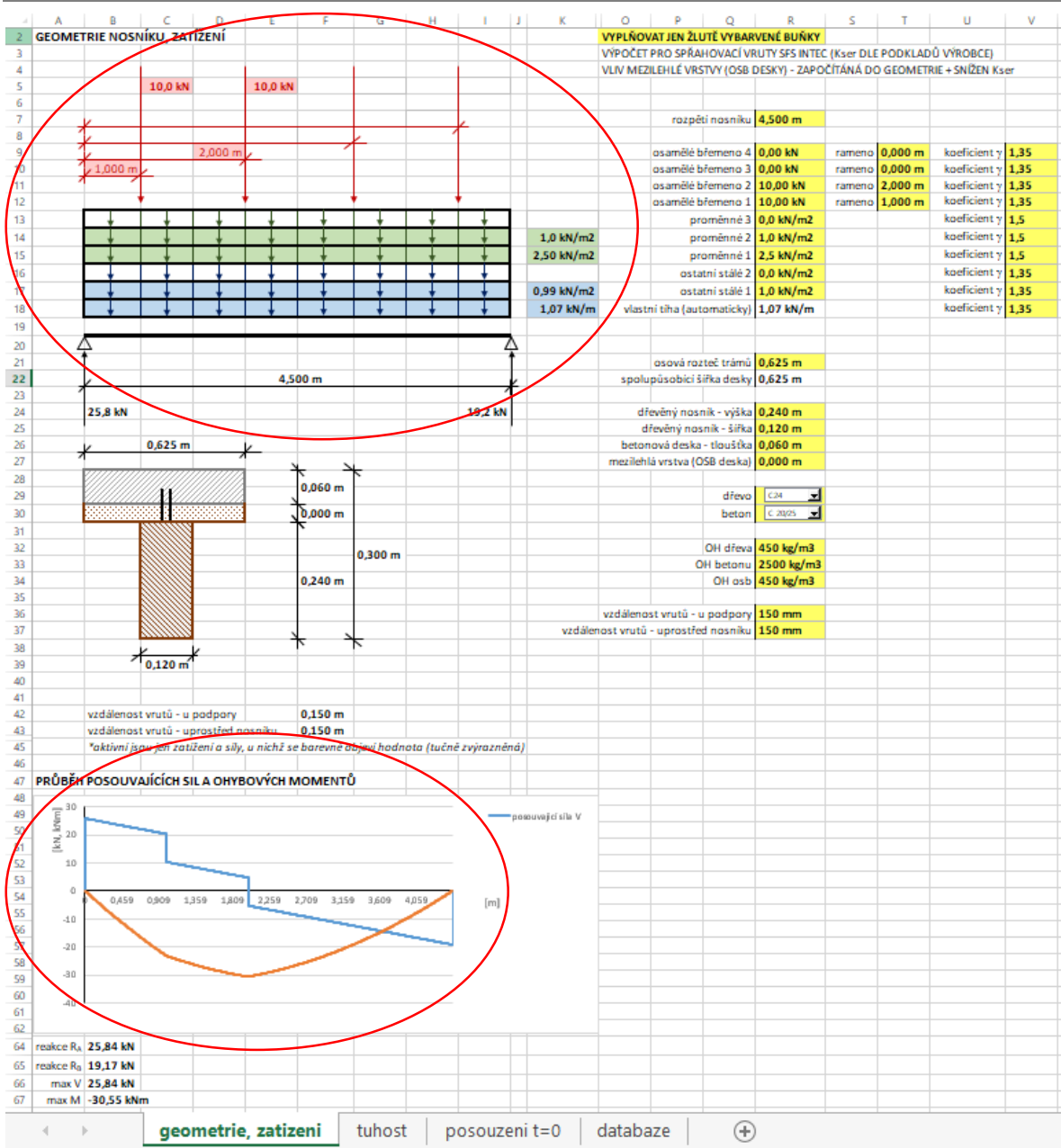
Obrázek 19: Program v aplikaci MS Excel – list 1 (definování geometrie a zatížení - toto zatěžovací schéma je použito v modelovém příkladu)

### 3 POROVNÁNÍ VÝPOČETNÍCH METOD PRO DŘEVOBETONOVÉ KOMPOZITNÍ KONSTRUKCE

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
1		<b>POSOUZENÍ PRO t=0</b>												
2														
3		<b>napětí v betonu - uprostřed rozpětí</b>												
4														
5		$\sigma_{c,1,d}$	1,30 MPa											
6		$\sigma_{m,1,d}$	2,91 MPa											
7														
8		$\sigma_{c,d}$	-4,21 MPa											
9		$\sigma_{t,d}$	1,61 MPa											
10														
11		tlak v horních vláknech		$f_{c,d}$	13,33 MPa									
12				$\sigma_{c,d}/f_{c,d}$	31,55%	OK								
13														
14		tah v dolních vláknech		$f_{c,d}$	1,47 MPa									
15				$\sigma_{c,d}/f_{c,d}$	109,90%	CHYBA								
16		NUTNO NAVRHNOUT TAHOVOU VÝZTUŽ												
17														
18		<b>normálové napětí ve dřevě - uprostřed rozpětí</b>												
19														
20		$\sigma_{c,0,d}=\sigma_{c,0,d}$	1,69 MPa											
21		$\sigma_{m,2}=\sigma_{m,d}$	2,87 MPa											
22														
23		posouzení		$f_{t,0,d}$	8,62 MPa									
24				$f_{c,0,d}$	12,92 MPa									
25				$f_{m,d}$	14,77 MPa									
26														
27				ohyb + tah	39,04%	OK								
28				ohyb + tlak	21,14%	OK								
29														
30														
31														
32														
33														
34														
35														
36														
37														
38														
39														
40														
41														
42														
43														
44														
45														
46														
47														
48														
49														
50														
60		<b>namáhání spojovacích prostředků - v podpoře</b>												
61														
62		$F_{1,d,max}$	6,49 kN											
63														
64		posouzení		$T_k$	16,60 kN	*dle podkladů výrobce (16,6-0,2*t <sub>s</sub> )								
65				$T_d$	10,22 kN									
66				$F_{1,d,max}/T_d$	63,49%	OK								
67														
68		<b>průhyb nosníku</b>												
69														
70		průhyb od jednotkového zatížení												
71		$w_{tot}$	0,00148 m											
72														
73		průhyb od stálého zatížení												
74		$w_{line}$	0,00249 m											
75														
76		průhyb od nahodilého zatížení												
77		$w_{line}$	0,00231 m											
78														
79		konečný průhyb												
80		$w_{tot,fin}$	0,00629 m											

Obrázek 20: Program v aplikaci MS Excel – list 3 (posouzení)

### 3 POROVNÁNÍ VÝPOČETNÍCH METOD PRO DŘEVOPETONOVÉ KOMPOZITNÍ KONSTRUKCE



Obrázek 21: Program v aplikaci MS Excel – možnosti zadání zatížení (jedná se o ukázkou možností programu, toto zatěžovací schéma není použito v modelovém příkladu)

### 3.3 NUMERICKÁ METODA – MODELY V PROGRAMU DLUBAL RFEM

DLUBAL RFEM je program pro 2D/3D analýzu konstrukce metodou konečných prvků, který umožňuje rychlé a snadné modelování konstrukcí, posouzení statiky a navrhování rovinných i prostorových konstrukcí, které se skládají z prutů, desek, stěn, skořepin a těles. RFEM určuje deformace, vnitřní síly, napětí a podporové síly.

Základní otázka při tvorbě 3D modelu je, jak modelovat betonovou desku. Zatímco ve 2D modelech máme jen jednu možnost, a tou je „prut“ s efektivní šířkou, ve 3D modelu můžeme využít rovněž „plochu“. Pokud vymodelujeme betonovou desku jako plochu, poskytne nám software více výsledků, se kterými můžeme dále pracovat. Navíc dosáhneme přesnějších výsledků, jelikož betonová deska se v reálné konstrukci chová spíše jako plocha. Další zásadní otázkou je, jak zadat prokluz.

Díky variabilitě programu máme následně možnost porovnat výsledky získané z 3D a 2D modelů. Dále můžeme zjistit, jaké změny nastanou, pokud změníme základní statické schéma – z prostého nosníku (pevný kloub, posuvný kloub) uděláme staticky neurčitý nosník (pevný kloub, pevný kloub). Tím vším se bude zabývat tato kapitola.

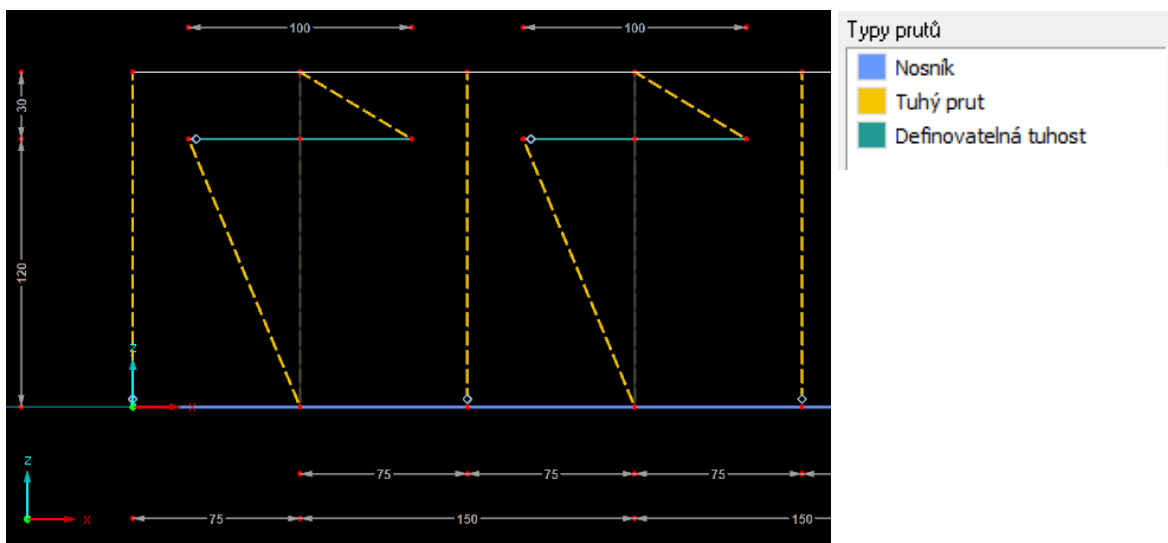
Pro pochopení jednotlivých statických schémat je důležité chápat osově systémy x,y,z programu. Globální osový systém je vždy znázorněn v levém dolním rohu obrazovky. V lokálním systému prutů je vždy osa x rovnoběžná s osou prutu, v lokálním systému ploch jsou v ploše umístěny osy x a y, osa z je k ploše kolmá. Při prohlížení jednotlivých popisů, schémat a screenů z programu je tedy naprosto klíčové sledovat, k jakému osovému systému se například kloubové uvolnění vztahuje.

#### 3.3.1 3D numerické modely s různým způsobem modelování prokluzu

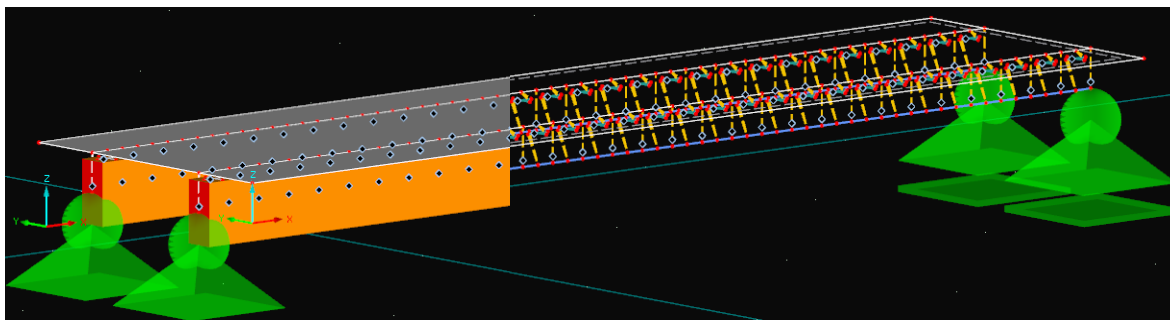
První kapitola se bude věnovat 3D modelům vytvořeným pro porovnání výsledků s analytickou metodou. Betonová deska bude modelována jako plocha (typ tuhosti: „Standart“). Dřevěný nosník bude ve 4 případech modelován jako nosník, ve zbylých 2 jako plocha (typ tuhosti: „Ortotropní“). Bude zde rozebráno, jak se modely vytváří, jakou mají geometrii, jak je do modelů zadán prokluz, jaké jsou jejich výhody a nevýhody a jak jsou použitelné v reálném statickém výpočtu. Výsledkem bude tabulka s přehledem normálových napětí uprostřed rozpětí, maximálním průhybem a maximální stříhovou silou v jednom páru spojovacích prostředků. Průběh napětí v průřezu uprostřed rozpětí bude shrnut v grafu.

## 3.3.1.1 Model č.1

Numerický model č.1 se snaží o co nejbližší vystižení reality, zároveň se ale snaží o poměrně jednoduché zadávání. Hlavní prvky (dřevěný nosník a betonová deska) jsou zadány bez excentricit. Každý pár spojovacích prostředků je zde modelován zvlášť.



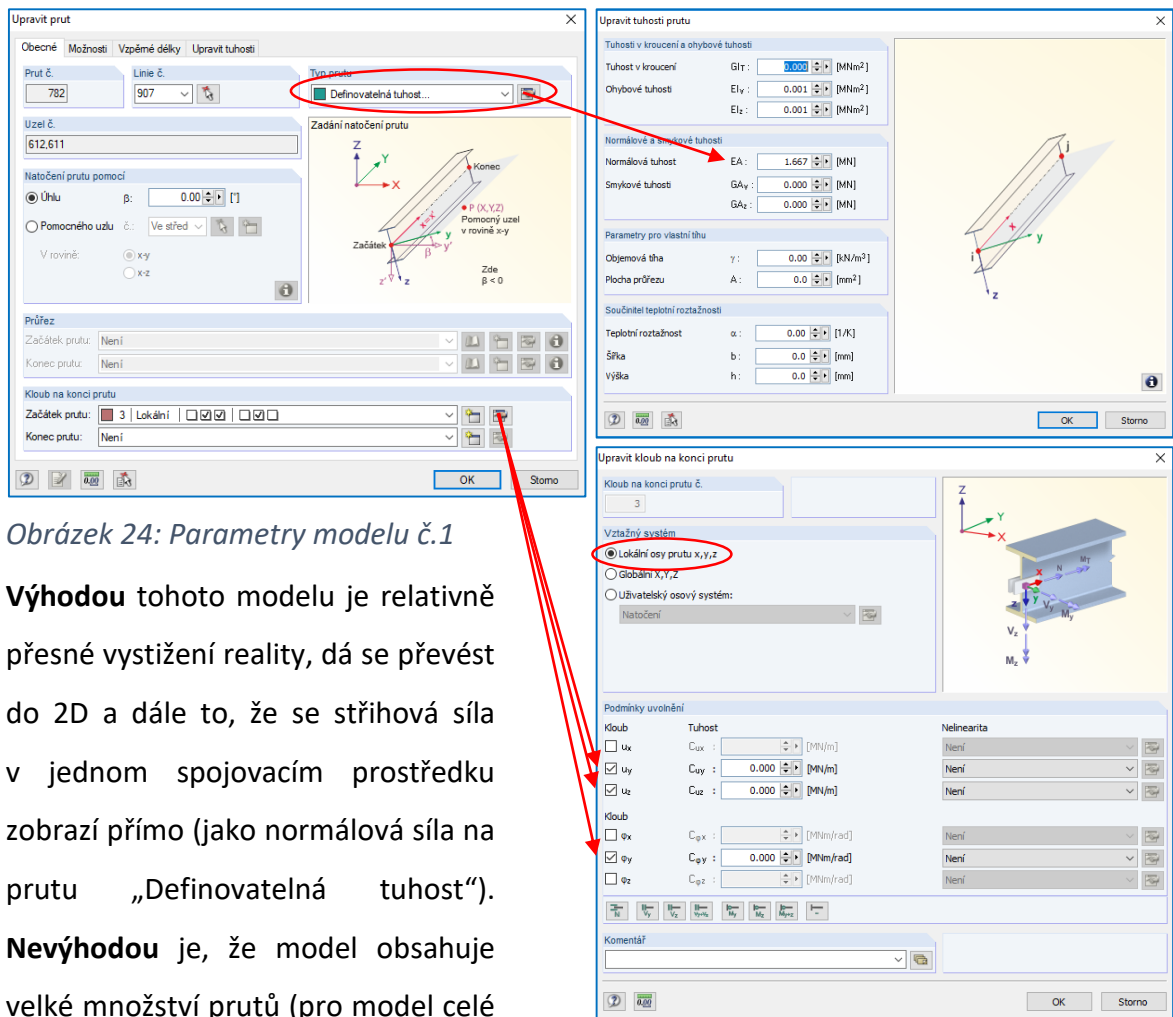
Obrázek 22: Model č.1, statické schéma 2D



Obrázek 23: Model č.1, statické schéma 3D

Svislé tuhé pruty přenášejí pouze svislé síly. Kloub dole uvolňuje globálně posun ve směru os kolmých na prut ( $x,y$ ) a pootočení. Svislé pruty jsou umístěny po 150 mm (vzdálenost spřahovacích prostředků ze zadání).

Vodorovné pruty (typ „Definovatelná tuhost“) modelují prokluz. Kloub na začátku prutu uvolňuje globálně posun ve směru os kolmých na prut ( $y,z$ ) a pootočení. Délka tohoto prutu je 100 mm. Normálová tuhost  $EA = K_u/L = 16,667/0,1 = 1,667 \text{ MN}$ . Ohybová tuhost nemá v tomto případě vliv. Vodorovné pruty typu definovatelná tuhost jsou doplněny šikmými tuhými pruty bez kloubů. Tyto vazby jsou rovněž umístěny po 150 mm. Pro potřeby 3D modelu je tato vazba ještě umístěna ve stejném místě, ale v rovině  $yz$  (vazba je otočena o  $90^\circ$ ).



Obrázek 24: Parametry modelu č.1

**Výhodou** tohoto modelu je relativně přesné vystižení reality, dá se převést do 2D a dále to, že se stříhová síla v jednom spojovacím prostředku zobrazí přímo (jako normálová síla na prutu „Definovatelná tuhost“). **Nevýhodou** je, že model obsahuje velké množství prutů (pro model celé

budovy je kvůli době výpočtu obtížně použitelný) a že i přes jistá zjednodušení (hlavní prvky jsou modelovány bez excentricit) je poměrně náročné model vytvořit.

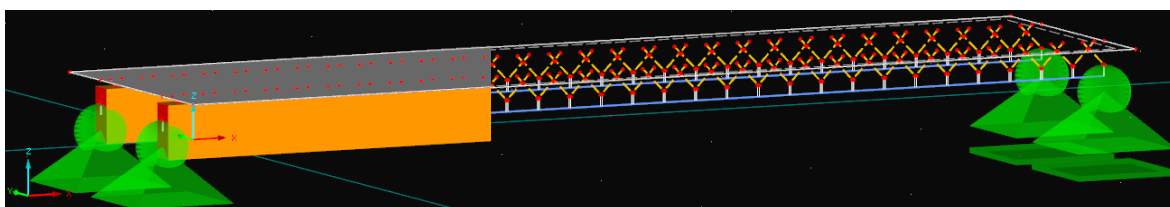
### 3.3.1.2 Model č.2

Model č.2 se je nejsložitější a je nejspíše nejlepším přiblížením reality. Každý spojovací prvek je zde modelován zvlášť, osa prutu (dřevěného nosníku) a osa plochy (betonová deska) probíhá tam, kde končí spojovací prvek (ten je modelován tak dlouhý, jak je ve skutečnosti). Aby byla zachována geometrie, má prut i deska zadanou excentricitu.



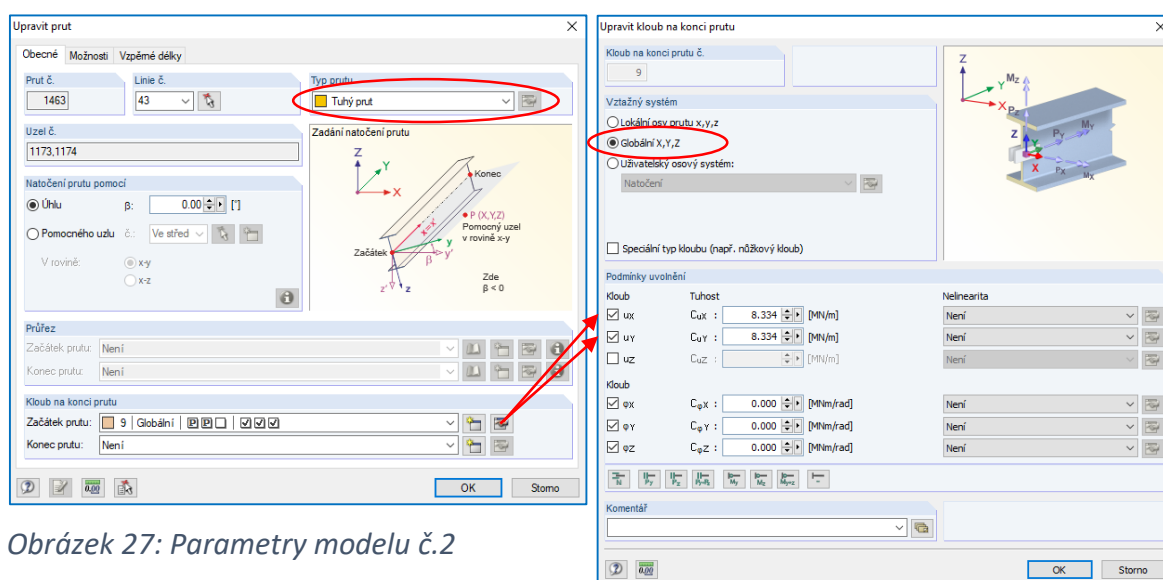
Obrázek 25: Model č.2, statické schéma 2D





Obrázek 26: Model č.2, statické schéma 3D

Prokluz je modelován pomocí kloubu v místě styku dřevěného nosníku a betonové desky. Kloub uvolňuje globálně posun ve směru os  $x, y$ , ovšem s tuhostí  $C_{ux} = C_{uy} = K_u/2 = 8,334 \text{ MN/m}$ .  $K_u$  dělíme 2, jelikož se jeho plná hodnota vztahuje k páru vrutů a nyní modelujeme každý vrut zvlášť. Kloub dále uvolňuje pootočení, globálně ve směru osy  $z$  je pevný. Pro potřeby 3D modelu jsou navíc vruty ve dvojici od sebe ve směru osy  $y$  vzdálené 20 mm, 10 mm nad každou stranu od střednice prutu. Tak by byly umístěny i v reálné konstrukci. Páry vrutů jsou od sebe vzdáleny 150 mm (dle zadání). Excentricita dřevěného nosníku je -49 mm (globálně ve směru osy  $z$ ) a excentricita plochy je -2 mm (globálně ve směru osy  $z$ ).

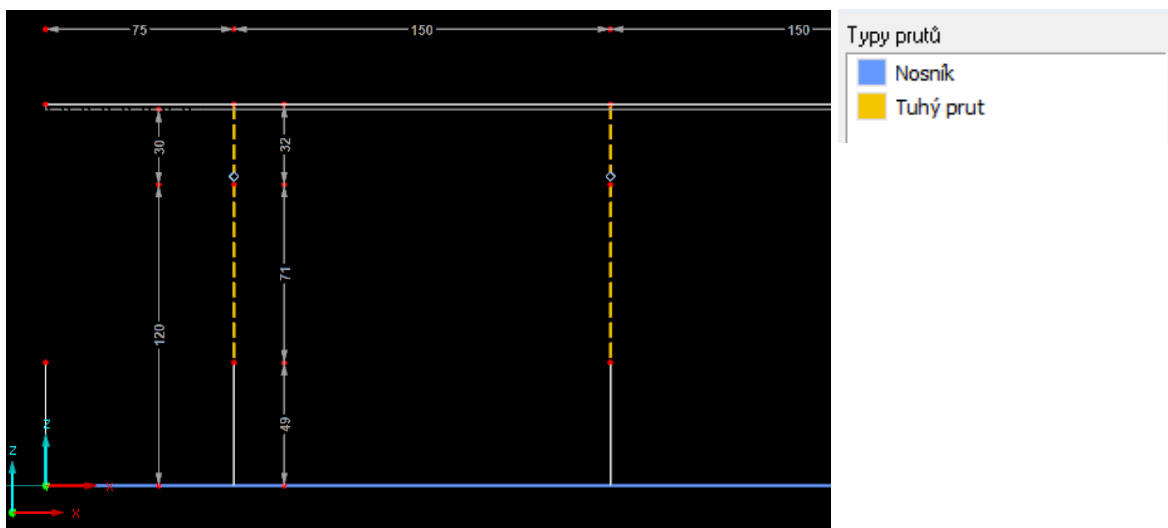


Obrázek 27: Parametry modelu č.2

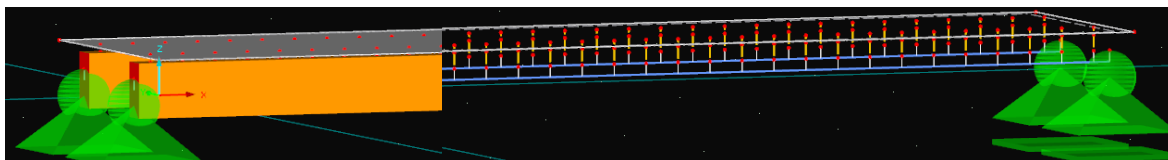
**Výhodou** tohoto modelu je jeho přesnost. Díky jednotlivým vrutům dokážeme přesně zjistit průběh napětí a smykového toku v betonové desce. Také můžeme modelovat další konstrukční varianty (např. kolmé vruty v blízkosti podpor – viz kapitola 3.3.3) a i u nich zkoumat přesné průběhy napětí v kterémkoliv místě konstrukce. Model je možné s drobnou úpravou převést do 2D (vruty od sebe nemohou být ve směru osy vzdáleny 20 mm, ale musí ležet v jedné rovině). **Nevýhodou** je problém při zjištění maximální stříhové síly pro pár vrutů. Musíme ji totiž vypočítat z normálové a posouvající síly pro každý vrut zvlášť a pak je sečíst, při výpočtu ze sil musíme navíc hlídat znaménko (směr síly). Další nevýhodou je náročnost modelu – jak na tvorbu, tak na dobu výpočtu. Pro model celé budovy je tento model obtížně použitelný.

## 3.3.1.3 Model č.3

Model č.3 je zjednodušením předešlého modelu. Každý pár vrutů je zde modelován jako tuhý prut kolmý na střednici dřevěného nosníku. Délka tuhého prutu je rovna svislému průmětu skutečně umístěného spojovacího prostředku. Osa prutu (dřevěného nosníku) a osa plochy (betonová deska) probíhá tam, kde končí svislý průmět spojovacího prvku. Aby byla zachována geometrie, má prut i deska zadanou excentricitu (jako v předchozím modelu).



Obrázek 28: Model č.3, statické schéma 2D

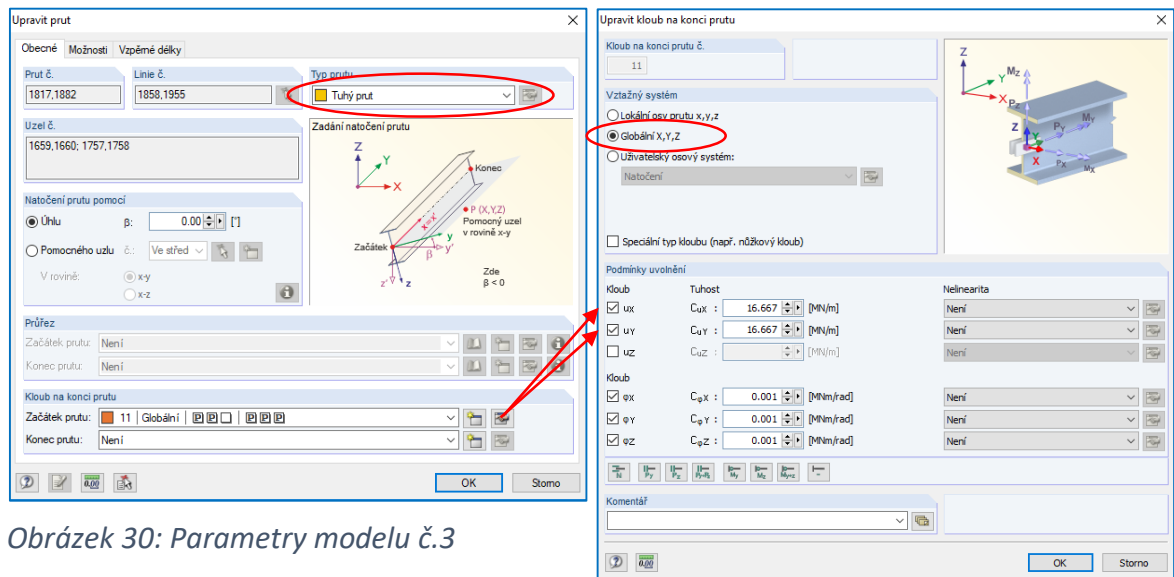


Obrázek 29: Model č.3, statické schéma 3D

Prokluz je modelován pomocí kloubu v místě styku dřevěného nosníku a betonové desky. Kloub uvolňuje globálně posun ve směru os  $x, y$ , ovšem s tuhostí  $C_{ux} = C_{uy} = K_u = 16,667$  **MN/m**.  $K_u$  tentokrát dosazujeme v plné hodnotě, jelikož každý tuhý prut simuluje jeden pár vrutů. Kloub dále uvolňuje pootočení, globálně ve směru osy  $z$  je pevný. Tuhé pruty jsou od sebe vzdáleny 150 mm. Excentricita dřevěného nosníku je -49 mm (globálně ve směru osy  $z$ ) a excentricita plochy je -2 mm (globálně ve směru osy  $z$ ).

**Výhodou** tohoto modelu je, že stále modelujeme každý pár vrutů zvlášť, tudíž dostáváme relativně přesné výsledky. Oproti předchozímu modelu navíc zjistíme přímo maximální stříhovou sílu pro pár vrutů – jedná se o posouvající sílu na tuhém prutu. Rovněž je jednoduše možné tento model převést do 2D. Další výhodou je jisté zjednodušení oproti předchozím modelům. **Nevýhodou** je, že nemáme již zcela přesné výsledky, nelze

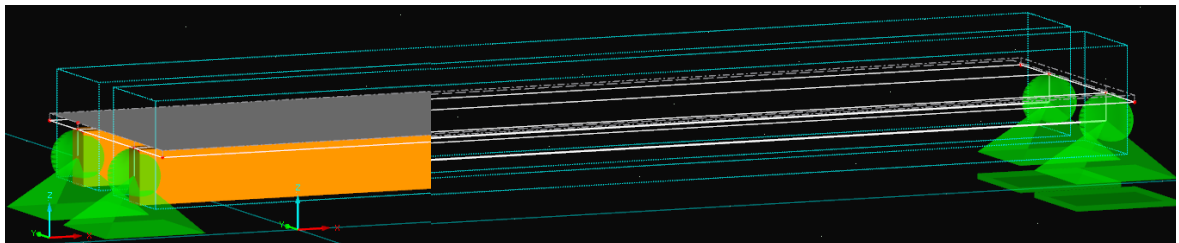
modelovat další konstrukční možnosti a stále zadáváme poměrně dost prutů – tvorba i doba výpočtu je stále dost dlouhá a pro model celé budovy je tento model opět obtížně použitelný.



Obrázek 30: Parametry modelu č.3

### 3.3.1.4 Model č.4

Model č.4 se od předchozích velmi liší. Nevyužívá prutové prvky simulující vruty, ale liniové uvolnění mezi prutem a plochou. Osy prutu i plochy probíhají v jedné úrovni a pro zachování geometrie je zde opět zadána excentricita.

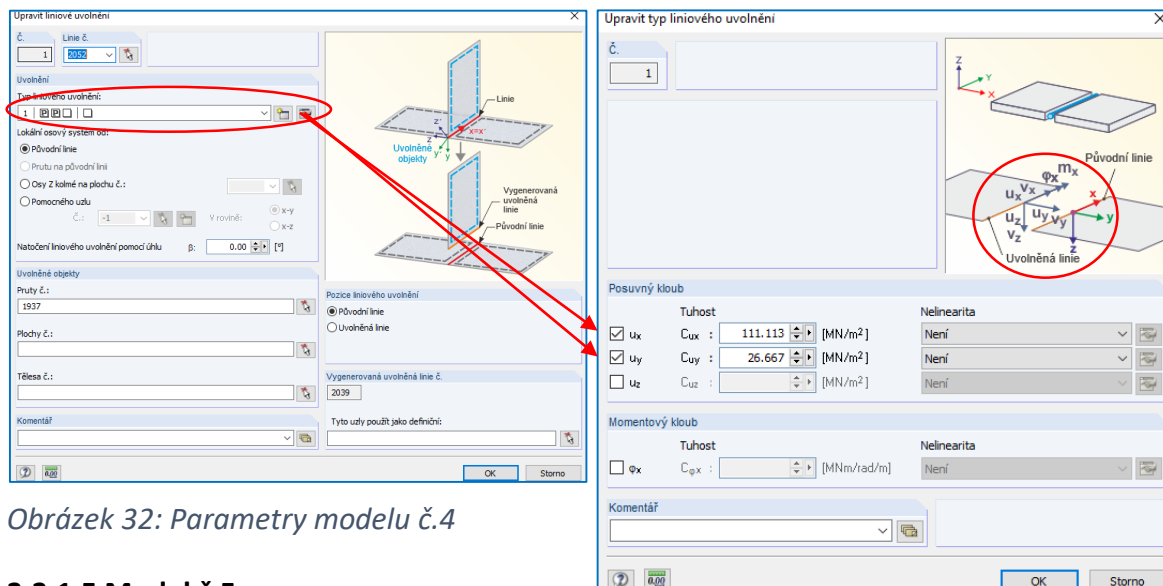


Obrázek 31: Model č.4, statické schéma 3D

Prokluz je modelován pomocí liniového uvolnění. Liniové uvolnění uvolňuje globálně posun ve směru os x,y s určitou tuhostí. Tuhost ve směru osy x určíme takto:  $C_{ux} = K_u/0,15 = 111,113 \text{ MN/m}^2$ .  $K_u$  dělíme 0,15, jelikož vzdálenost spojovacích prostředků ve směru x je 150 mm = 0,15 m. Tuhost ve směru osy y určíme takto:  $C_{uy} = K_u/0,625 = 26,667 \text{ MN/m}^2$ .  $K_u$  dělíme 0,625, jelikož vzdálenost spojovacích prostředků ve směru y je 625 mm = 0,625 m. Liniové uvolnění dále zabraňuje pootočení, globálně ve směru osy z je tuhé. Excentricita dřevěného nosníku je -120 mm (globálně ve směru osy z) a excentricita plochy je +30 mm (globálně ve směru osy z).

**Výhodou** tohoto modelu je jeho jednoduchost. Tvoříme v podstatě jen prut a plochu s určitou excentricitou. Model by bylo možné jednoduše použít v modelu celého objektu.

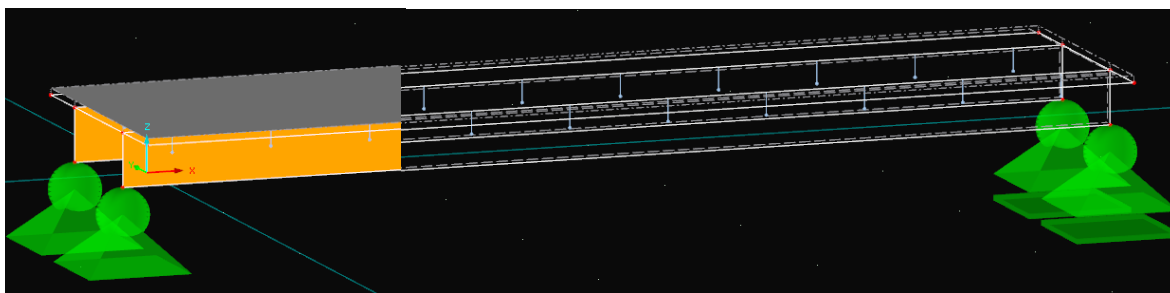
Dřevěný nosník je zde na rozdíl od následujících modelů modelován jako prut. **Nevýhodou** je menší přesnost výsledků (především v betonové desce místě spoje). Další nevýhodou je fakt, že nelze přímo zjistit maximální stříhovou sílu působící na jeden pár spřahovacích prostředků. Musíme ji vypočítávat ze zjištěného smykového toku. Dále není možné převést tento model do 2D.



Obrázek 32: Parametry modelu č.4

### 3.3.1.5 Model č.5

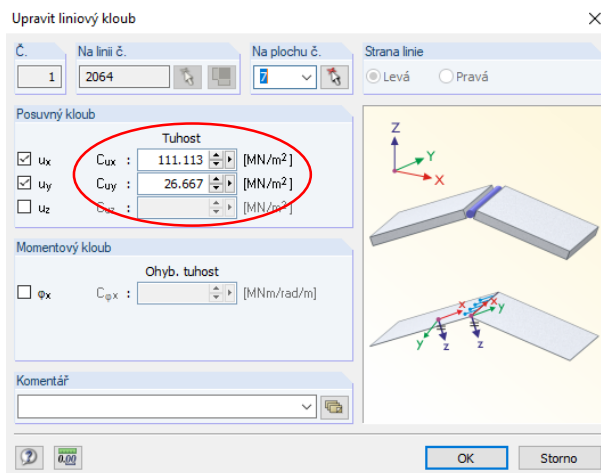
Model č.5 se od předchozího liší způsobem modelování dřevěného nosníku. Ten je modelován jako plocha (typ tuhosti: „Ortotropní“) umístěná v rovině xz. Tato plocha je vysoká 240 mm (výška dřevěného nosníku), dlouhá 4500 mm (rozpětí dřevěného nosníku) a její tloušťka je 120 mm (šířka dřevěného nosníku). Betonová deska (typ tuhosti: „Standart“) je modelovaná jako plocha s osou v místě horní hrany plochy dřevěného nosníku. Plocha modelující betonovou desku má pro zachování geometrie vytvořenou excentricitu. Prokluz je modelován liniovým kloubem (typ spoje dvou ploch).



Obrázek 33: Model č.5, statické schéma 3D

Liniový kloub má stejné parametry jako v předchozím modelu. Tuhost ve směru osy x určíme takto:  $C_{ux} = K_u/0,15 = 111,113 \text{ MN/m}^2$ .  $K_u$  dělíme 0,15, jelikož vzdálenost spojovacích prostředků ve směru x je 150 mm = 0,15 m. Tuhost ve směru osy y určíme takto:  $C_{uy} = K_u/0,625 = 26,667 \text{ MN/m}^2$ .  $K_u$  dělíme 0,625, jelikož vzdálenost spojovacích

prostředků ve směru y je 625 mm = 0,625 m. Liniové uvolnění dále zabraňuje pootočení, globálně ve směru osy z je tuhé. Excentricita plochy je +30 mm (globálně ve směru osy z).

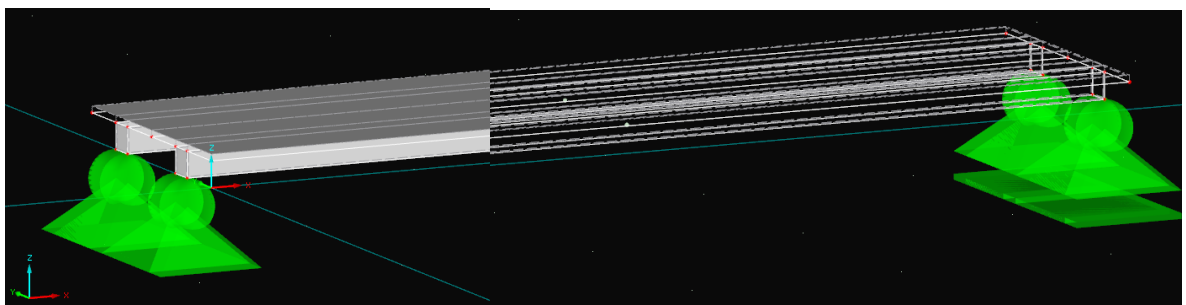


Obrázek 34: Parametry modelu č.5

**Výhody a nevýhody** modelu jsou podobné jako v předchozím modelu. Jediný rozdíl je v tom, že dřevěný nosník je vymodelovaný jako plocha a máme tedy jiné možnosti, jak zobrazovat výsledky.

### 3.3.1.6 Model č.6

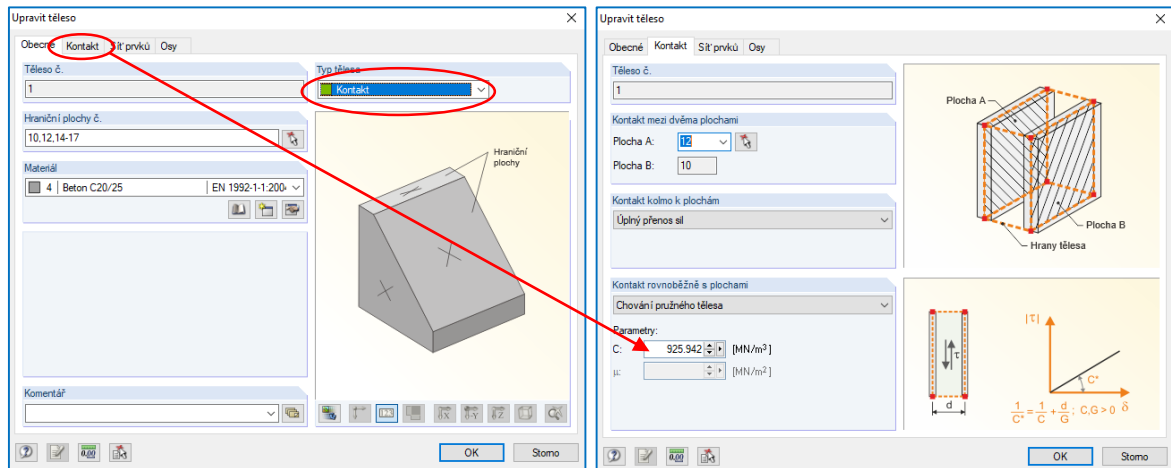
Poslední možností je spojit obě plochy kontaktním tělesem. Obě plochy modelujeme jako rovnoběžné (umístěné v rovině xy). Prokluz se zadá jako pružina plochy. Plocha, která tvoří dřevěný nosník, má osu v místě středu výšky nosníku (typ plochy: „Ortotropní“). Tato plocha je vysoká 120 mm (šířka dřevěného nosníku), dlouhá 4500 mm (rozpětí dřevěného nosníku) a její tloušťka je 240 mm (výška dřevěného nosníku). Plocha, která tvoří betonovou desku (typ tuhosti: „Standart“) má osu na horní hraně dřevěného nosníku a pro zachování geometrie má opět zadanou excentricitu. Aby bylo možné vytvořit těleso, jsou mezi plochou dřevěného nosníku a plochou betonové desky vytvořené tzv. „Nulové plochy“.



Obrázek 35: Model č.6, statické schéma 3D

Jak je uvedeno v předchozím odstavci, prokluz se zadává jako pružina plochy. K tomu je potřeba vypočítat parametr C [MN/m<sup>3</sup>]. Určíme ho takto:  $C = K_u / (0,15 * 0,12) =$

**925,942 MN/m<sup>3</sup>**.  $K_u$  dělíme číslem 0,15 proto, jelikož vzdálenost spojovacích prostředků je 150 mm = 0,15 m a číslem 0,12 proto, jelikož šířka dřevěného nosníku a tudíž i kontaktní plochy je 120 mm = 0,12 m. Excentricita plochy betonové desky je +30 mm (globálně ve směru osy z).



Obrázek 36: Parametry modelu č.6

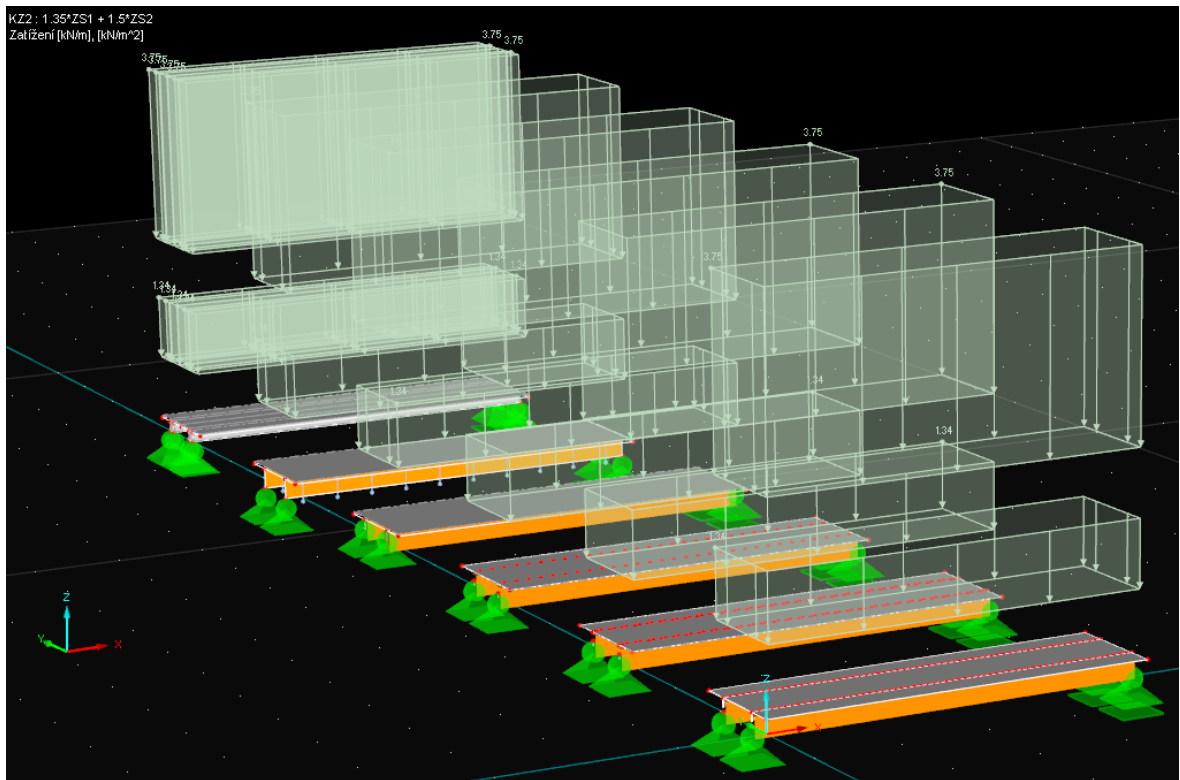
**Výhody a nevýhody** modelu jsou opět podobné jako v předchozích dvou modelech. Tento model je o něco složitější než předchozí dva a zpravidla je opodstatněný pouze v případě, že se u spřažených dílců jedná o plošné prvky (například spřažení betonu a křížem lepeného dřeva).

### 3.3.1.7 Zatížení

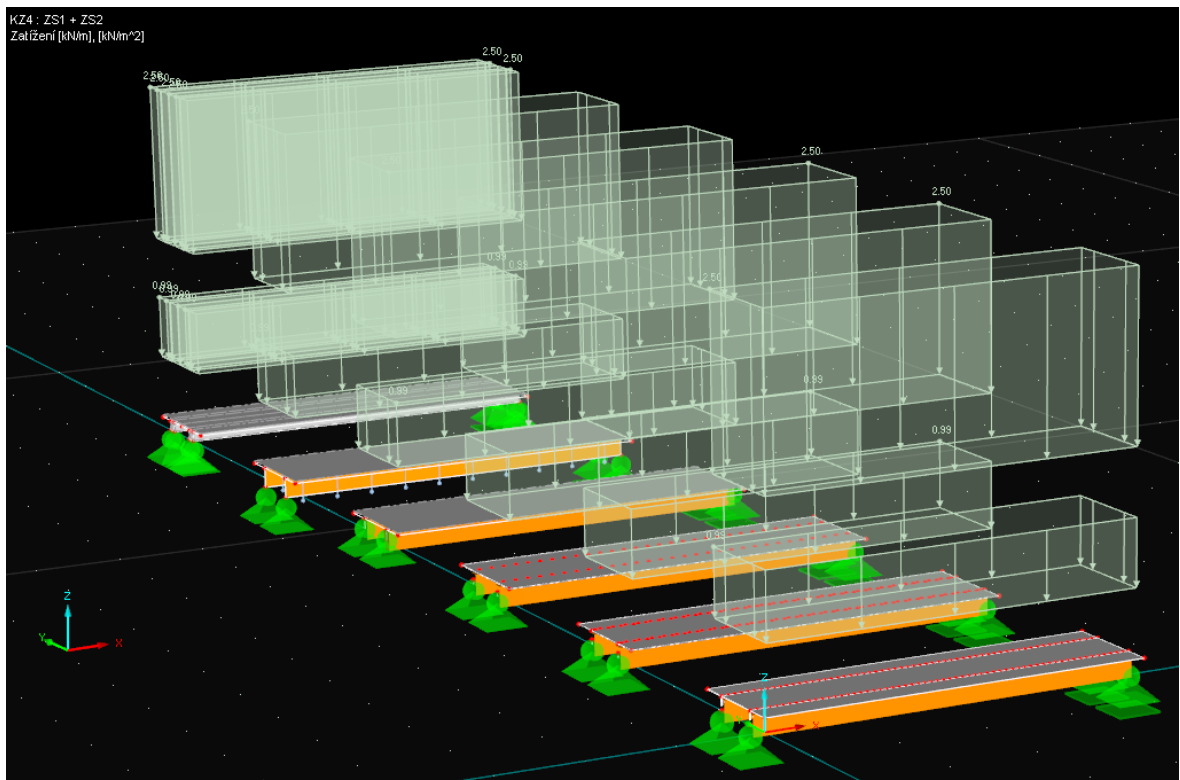
Konstrukce je zatížena vlastní tíhou (tu software zahrnuje automaticky), dále ostatním stálým zatížením  $g_k = 0,99 \text{ kN/m}^2$  (to je přidáno do ZS1 – vlastní tíha) a užitečným zatížením  $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$  (to je přidáno do ZS2 – užité zatížení). Kombinace jsou tvořeny automaticky dle EN 1990.

Porovnávané hodnoty jsou brány z těchto zatěžovacích stavů:

- 1) Napětí na dřevěných nosnících, betonových deskách a stříhové síly
  - KZ2 ( $1,35 \cdot ZS1 + 1,5 \cdot ZS2$ )
- 2) Průhyb – KZ4 ( $ZS1 + ZS2$ )



Obrázek 37: Kombinace zatížení KZ2 – pro porovnání hodnot napětí a sřihových sil



Obrázek 38: Kombinace zatížení KZ4 – pro porovnání průhybu



## 3.3.1.8 Vyhodnocení

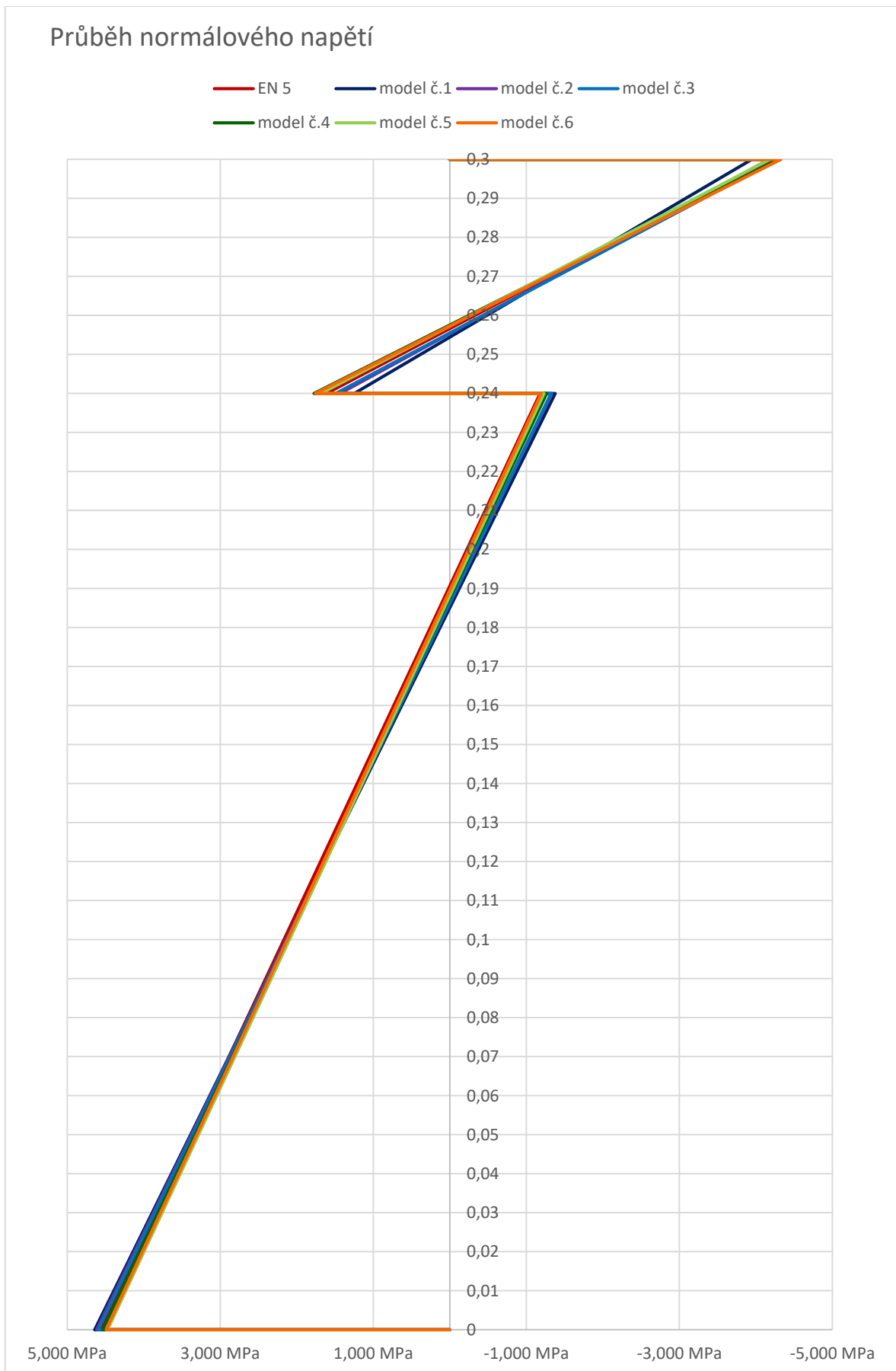
	dřevěný nosník - spodní vlákna	dřevěný nosník - horní vlákna	betonová deska - spodní vlákna	betonová deska - horní vlákna	průhyb	stříhová síla na pár vrutů
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm]	[kN]
<b>EN5 (analytický model)</b>	4,56	-1,18	1,61	-4,21	5,1	6,130
	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%
<b>numerický model č.1</b>	4,64	-1,38	1,25	-3,95	4,0	5,430
normálová tuhost vodorovného prvku	101,82%	116,51%	77,61%	93,87%	78,43%	88,58%
<b>numerický model č.2</b>	4,62	-1,33	1,44	-4,17	4,1	5,823
každý vrut s globálním kloubem v místě styku	101,27%	112,96%	89,08%	99,24%	80,39%	94,99%
<b>numerický model č.3</b>	4,60	-1,32	1,49	-4,28	4,1	5,423
každý pár svislým prvkem s kloubem v místě styku	100,86%	112,11%	92,49%	101,76%	80,39%	88,47%
<b>numerický model č.4</b>	4,54	-1,27	1,77	-4,29	3,8	4,490*
model prut-plocha s liniovým uvolněním	99,54%	107,28%	110,05%	102,02%	74,51%	73,25%
<b>numerický model č.5</b>	4,47	-1,23	1,69	-4,18	4,4	4,898*
model plocha-plocha s liniovým kloubem	98,09%	104,23%	104,65%	99,48%	86,27%	79,90%
<b>numerický model č.6</b>	4,49	-1,20	1,76	-4,33	3,9	5,580**
model plocha-plocha s kontaktním tělesem	98,55%	101,35%	109,00%	102,85%	76,47%	91,03%

\*síla nezjištěna přímo – vypočtena ze smykového toku v betonové desce

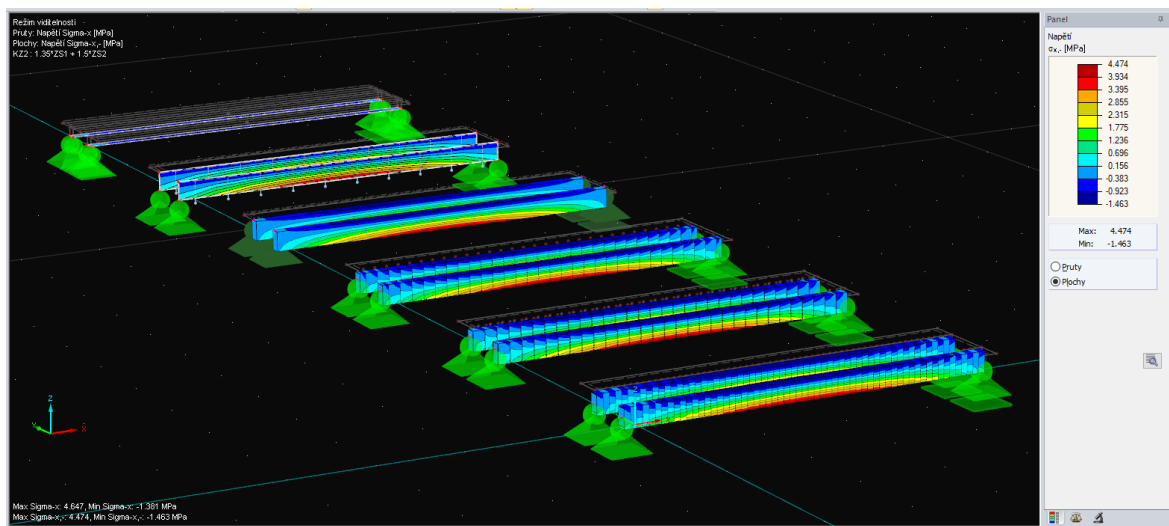
\*\*síla nezjištěna přímo – vypočtena ze smykového napětí na vytvořeném tělese

*Tabulka 1: Porovnání analytického a 3D numerických modelů (normálové napětí a průhyb uprostřed rozpětí; maximální stříhová síla působící na jeden pár vrutů)*

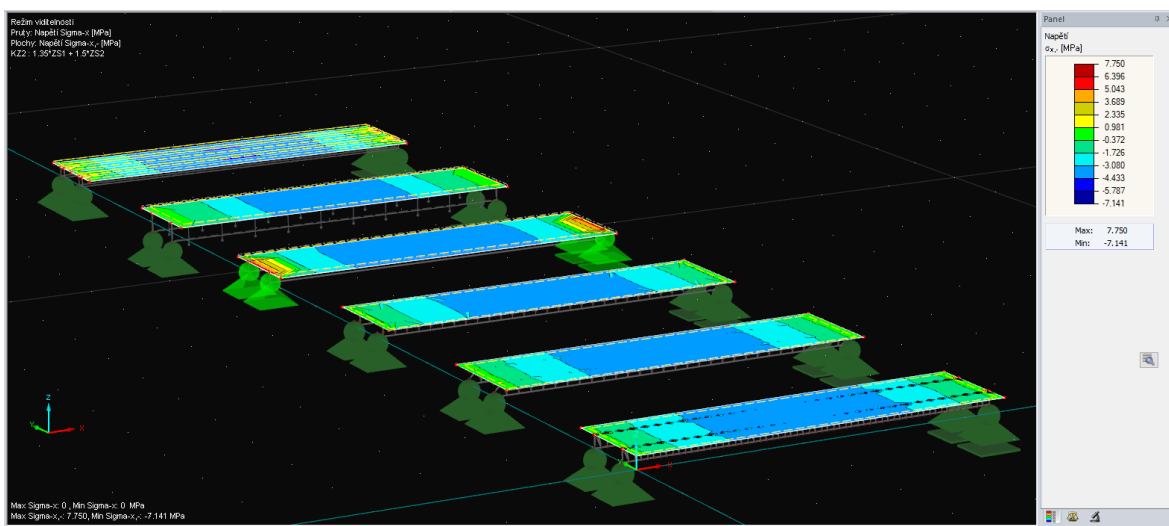




Graf 1: Průběhy normálových napětí uprostřed rozpětí nosníku získaných pomocí analytické a 3D numerických metod



Obrázek 39: Průběhy normálových napětí na dřevěných nosnících na numerických modelech č.1 (nejblíž) až č.6 (nejdál)

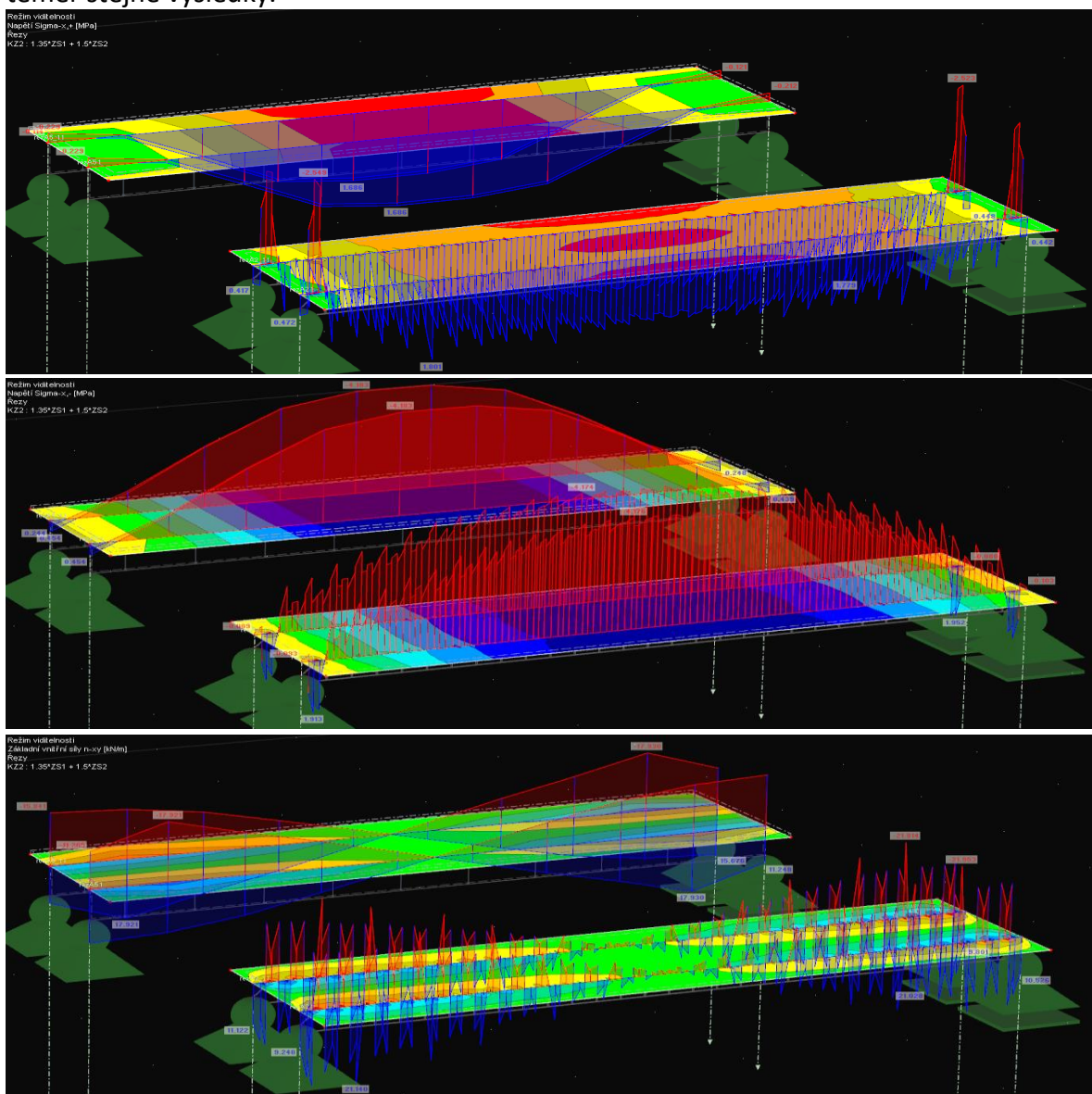


Obrázek 40: Průběhy normálových napětí při horních vláknech betonových desek na numerických modelech č.1 (nejblíž) až č.6 (nejdál)

Shoda nejdůležitějších výsledků (především napětí ve spodních vláknech dřevěného nosníku, horních vláknech betonové desky, hodnoty průhybu a stříhové síly pro jeden pár spojovacích prostředků) je dostatečná a uspokojivá. Ukazuje nám, že pro běžný návrh spřažené stropní konstrukce dostačuje jednoduchý program v MS Excel vytvořený podle postupu uvedeného v EN-1995-1-1. Dále nám ukazuje, že všechny numerické modely fungují správně (je v nich dobře zadána geometrie, prokluz a ostatní parametry) a můžeme tedy využít kterýkoliv z nich podle toho, co přesně potřebujeme modelovat. Prutové modely (č.1, č.2, č.3) se hodí především pro přesný výpočet jednoho konkrétního stropu, modely s liniovým prokluzem/klobkem (č.4, č.5) se hodí především pro komplexní modely celé budovy a model s kontaktním tělesem (č.6) bychom použili pravděpodobně v případě,

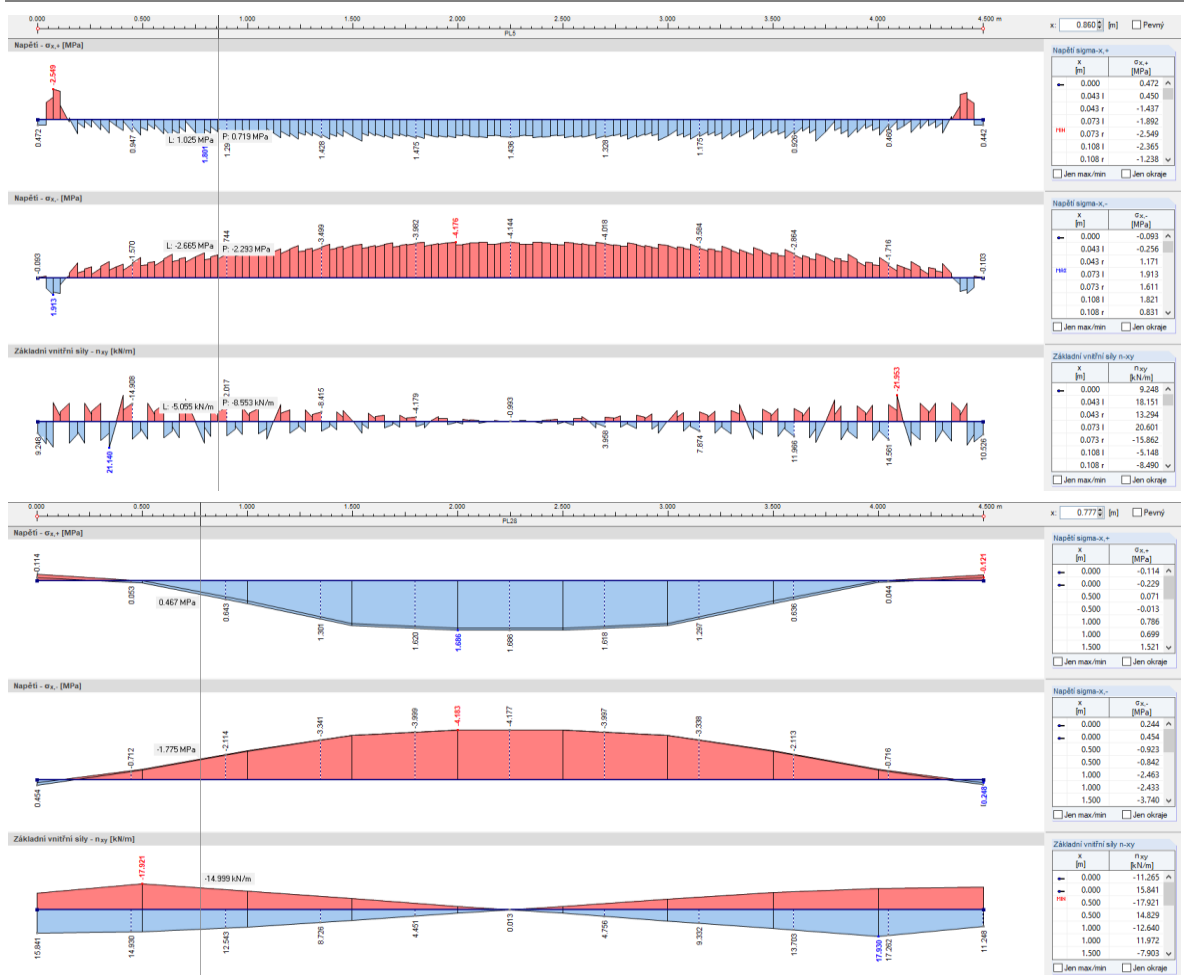
že by byl dřevěný nosník širší a byl by z křížem vrstveného dřeva (statickým chováním by připomínal vodorovnou desku).

Rozdíl mezi modely je patrný pouze z průběhů napětí v jednotlivých řezech na plochách (betonových deskách). Zatímco prutové modely nám ukážou naprosto přesný výsledek v každém místě řezu (na průbězích jsou patrné „zuby“ v místě každého spojovacího prostředku), modely s liniovým prokluzem/klobem nám ukážou spíše průměr v dané oblasti. Jednotlivé hodnoty v řezech je možné z programu Dlubal RFEM exportovat do programu MS Excel. Pokud to uděláme, hodnoty z prutových modelů zprůměrujeme a porovnáme je s hodnotami z modelů s liniovým prokluzem/klobem, dostaneme opět téměř stejné výsledky.



Obrázek 41: Porovnání průběhů napětí při spodních a horních vláknech betonové desky a dále průběhu smykového toku včetně řezů na plochách (porovnání modelu č.2 – vpředu a modelu č.5 – vzadu)

### 3 POROVNÁNÍ VÝPOČETNÍCH METOD PRO DŘEVOBETONOVÉ KOMPOZITNÍ KONSTRUKCE



Obrázek 42: Ukázka výstupu z programu – průběhy napětí a smykového toku na řezech betonovou deskou s možností zjistit přesnou hodnotu v kterémkoliv místě včetně exportu hodnot do MS Excel

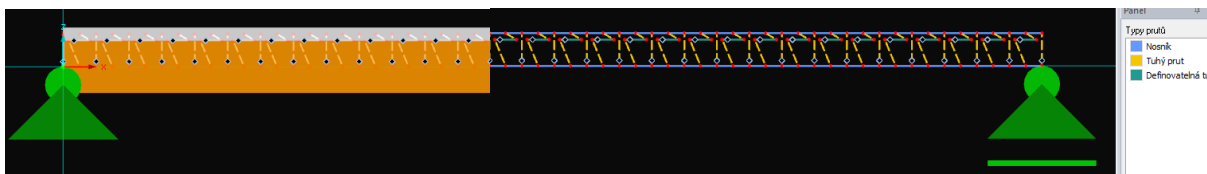
#### 3.3.2 2D modely pro porovnání výsledků s 3D verzí stejných modelů

Pro porovnání byly vytvořeny další tři 2D modely – podle schématu 3D modelů č.1, č.2 a č.3. Rozdíl mezi 2D a 3D modelem je především v modelování betonové desky, nyní ji musíme modelovat jako prut, ne jako plochu. Rovněž musíme změnit zatížení, z plošného musíme udělat spojité na prut (plošné přenásobíme zatěžovací šířkou 0,625 m). Díky změně plochy na prut dostaneme trochu odlišné výsledky, lišit se bude především napětí na betonové desce. V následujících třech kapitolách budou popsány další změny, které musíme pro převedení ze 3D do 2D udělat. Hodnoty normálové tuhosti/prokluzu jsou stejné, jako ve 3D modelech – jejich odvození a výpočet je uveden v předchozích kapitolách.

##### 3.3.2.1 2D model dle 3D modelu č.1

Tento model vychází ze schématu pro 3D model, změnou je pouze to, že vazba prutů s definovatelnou tuhostí leží jen v rovině xz. Parametry modelu se nemění, normálová

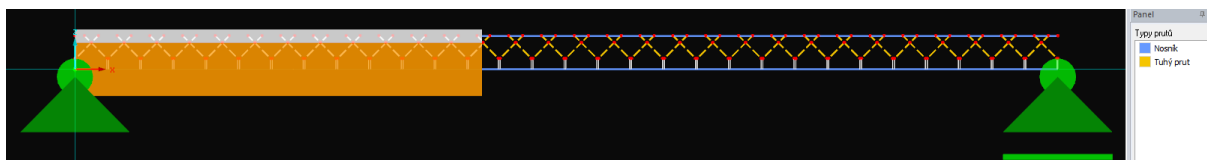
tuhost je stejná pro 2D i 3D model. Jedinou změnou je, že neuvolňujeme posun v kloubu ve směru y, ve 2D modelu směr y v podstatě neexistuje.



Obrázek 43: Statické schéma 2D modelu č.1

#### 3.3.2.2 2D model dle 3D modelu č.2

U tohoto modelu byla nutná malá změna geometrie, spřahovací prostředky nemohou být od sebe 20 mm ve směru osy y, ale musí oba ležet v jedné rovině (rovině xz). Pruty nesmí být v místě křížení rozděleny, kloub musí být 1 mm nad nebo pod místem styku, aby fungoval pro každý prut zvlášť. Parametry modelu zůstaly opět nezměněny, vypočtený prokluz v kloubu zadáváme globálně pouze ve směru osy x.



Obrázek 44: Statické schéma 2D modelu č.2

#### 3.3.2.3 2D model dle 3D modelu č.3

Třetí model je oproti 3D modelu téměř nezměněn, jedinou změnou je, že vypočtený prokluz v kloubu zadáváme globálně pouze ve směru osy x.



Obrázek 45: Statické schéma 2D modelu č.3

#### 3.3.2.4 Zatížení

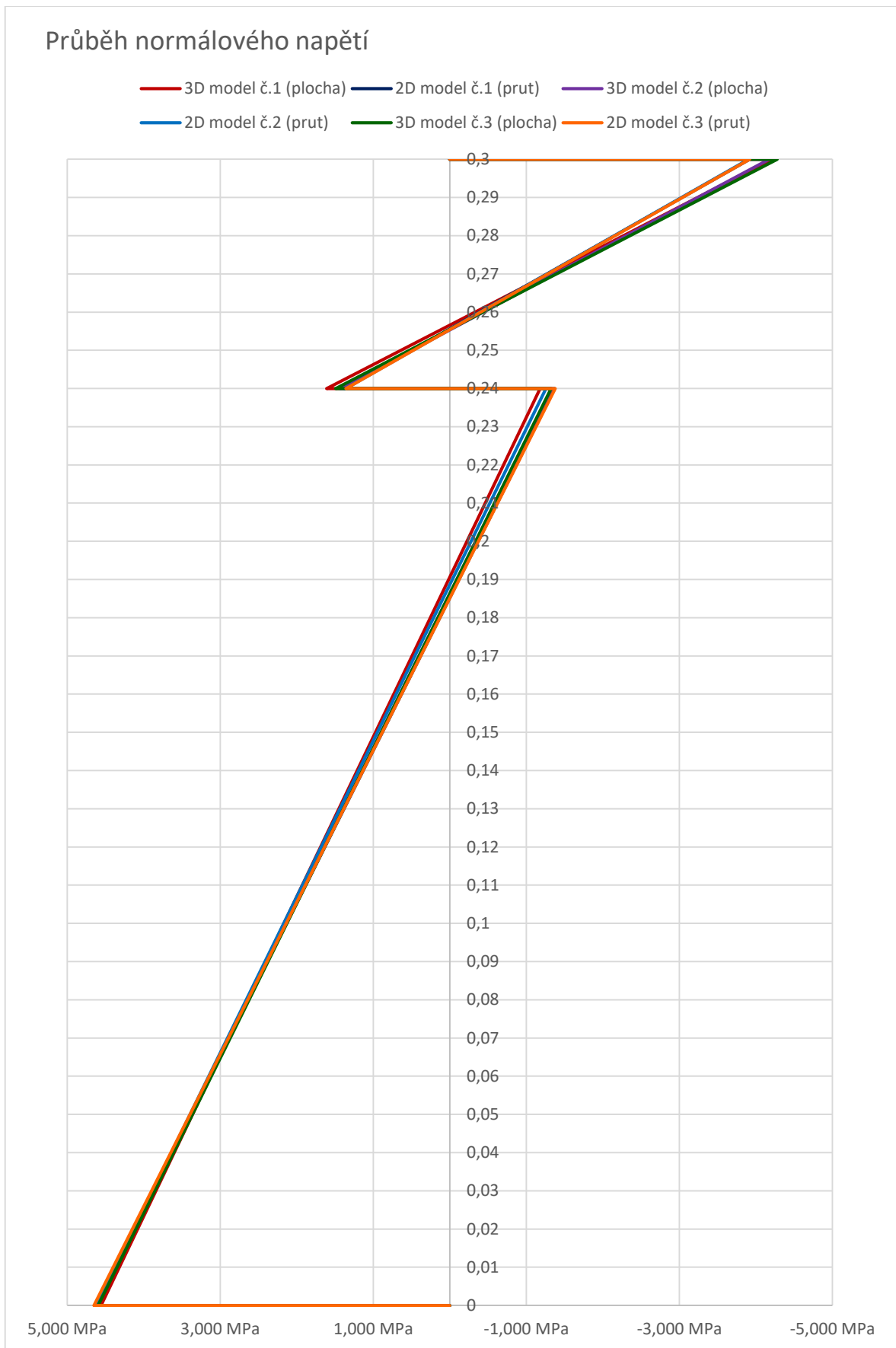
Konstrukce je zatížena vlastní tíhou (tu software zahrnuje automaticky), dále ostatním stálým zatížením  $g_k = 0,99 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,625 \text{ m} = 0,619 \text{ kN/m}$  (to je přidáno do ZS1 – vlastní tíha) a užitným zatížením  $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,625 \text{ m} = 1,563 \text{ kN/m}$  (to je přidáno do ZS2 – užitné zatížení). Kombinace jsou tvořeny automaticky dle EN 1990. Porovnávané hodnoty jsou brány ze stejných kombinací zatížení jako u 3D modelů.

## 3.3.2.5 Vyhodnocení

	dřevěný nosník - spodní vlákna	dřevěný nosník - horní vlákna	betonová deska - spodní vlákna	betonová deska - horní vlákna	průhyb	střihová síla na pár vrutů
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm]	[kN]
<b>numerický model 3D č.1</b>	4,64	-1,38	1,25	-3,95	4,0	5,430
betonová deska - plocha	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%
<b>numerický model 2D č.1</b>	4,64	-1,37	1,38	-3,92	3,8	5,44
betonová deska - prut	99,98%	99,49%	110,63%	99,39%	95,00%	100,24%
<b>numerický model 3D č.2</b>	4,62	-1,33	1,44	-4,17	4,10	5,82
betonová deska - plocha	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%
<b>numerický model 2D č.2</b>	4,62	-1,26	1,36	-3,91	3,80	5,44
betonová deska - prut	100,06%	94,30%	94,78%	93,60%	92,68%	93,42%
<b>numerický model 3D č.3</b>	4,60	-1,32	1,49	-4,28	4,10	5,42
betonová deska - plocha	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%
<b>numerický model 2D č.3</b>	4,65	-1,38	1,36	-3,92	3,80	6,29
betonová deska - prut	101,15%	104,00%	91,08%	91,59%	92,68%	115,97%

Tabulka 2: Porovnání 2D a 3D numerických modelů (normálové napětí a průhyb uprostřed rozpětí; maximální střihová síla působící na jeden pár vrutů)

Výsledky získané pomocí 2D a 3D modelů jsou téměř stejné, drobně se liší pouze v napětí při horních vláknech ve dřevě i v betonu. Pokud tedy potřebujeme posoudit pouze jeden typický nosník stropní konstrukce, je vhodnější použít 2D model – model je jednodušší a časově méně náročný. Pokud modelujeme složitější případ (např. panel s různě rozmístěnými nosníky – viz kapitola 4), musíme použít 3D model. 2D model se rovněž nedá použít u komplexního modelu celé budovy.



Graf 2: Průběhy normálových napětí uprostřed rozpětí nosníku získaných pomocí 2D a 3D numerických metod



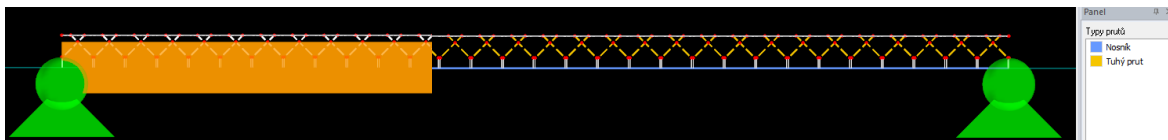
### 3.3.3 3D modely pro různé konstrukční a statické varianty

Další modely se zabývají různými variantami, které při praktickém využití dřevobetonových spřažených kompozitů běžně nastávají. Pro tuto kapitolu byly vytvořeny další 3 modely. První model se zabývá změnou podepření (z prostého nosníku uděláme staticky neurčitý nosník tím, že i druhou podporou bude pevný kloub). Další dva se budou zabývat konstrukčním uspořádáním vrutů – v jednom modelu nasimulujeme kolmé vruty v oblasti podpory, v druhém modelu nebudou vruty uspořádány ve dvojici, ale samostatně. Tyto možnosti konstrukčního uspořádání vrutů byly vybrány proto, že je umožňuje posoudit rovněž i software HBV (kapitola 3.4). Všechny tyto modely budou tvořeny podle schématu modelu č.2 (kapitola 3.3.1.2). Tento model je totiž nejpřesnější a umožňuje vytvořit všechny výše zmíněné varianty. Zatížení i geometrie jsou zachovány.

Možností, že spřažení nemusí vždy tvořit T-průřez, ale „L-průřez“ (krajní dřevěný nosník je umístěn pod okrajem betonové desky) se podrobně zabývá kapitola 3.

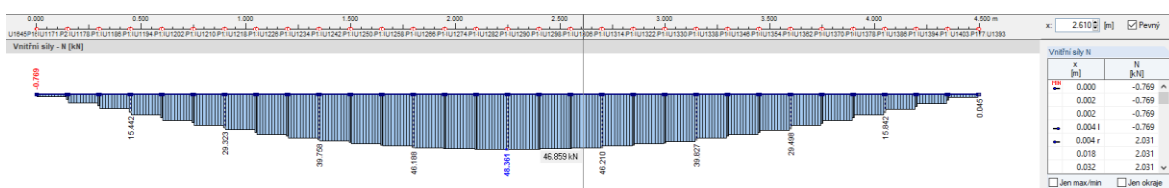
#### 3.3.3.1 Staticky neurčitý nosník (pevný kloub – pevný kloub)

Díky této změně se do dřevěného nosníku vnese předpětí. Rozdíl bude tedy patrný především z průběhu normálové síly. V důsledku toho se posune neutrální osa průřezu – směrem ke spodním vláknům. Dále se zvětší maximální stříhová síla. Tuto variantu je třeba zvážit při každém návrhu. V reálné konstrukci totiž nebude existovat ani pevný, ani posuvný kloub, půjde vždy o kloub s prokluzem. Hodnota prokluzu závisí na mnoha faktorech a lze ji jen velmi obtížně určit. Nejlepším řešením je tedy provést výpočet pro oba extrémy (pevný kloub/posuvný kloub) a navrhnout konstrukci tak, aby vyhověla v obou případech. Parametry prokluzu zadané globálním kloubem zůstanou stejné, jako u modelu v kapitole 3.3.1.2.



Obrázek 46: Statické schéma staticky neurčitého nosníku

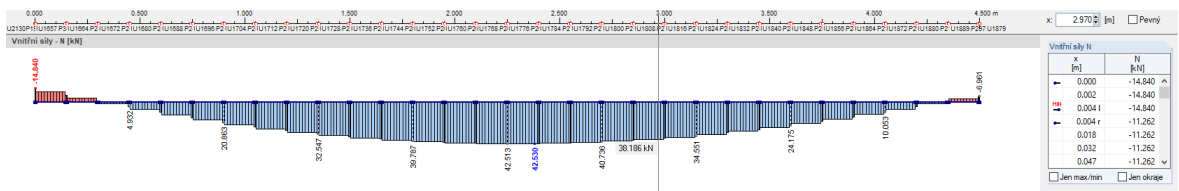
#### Vyhodnocení:



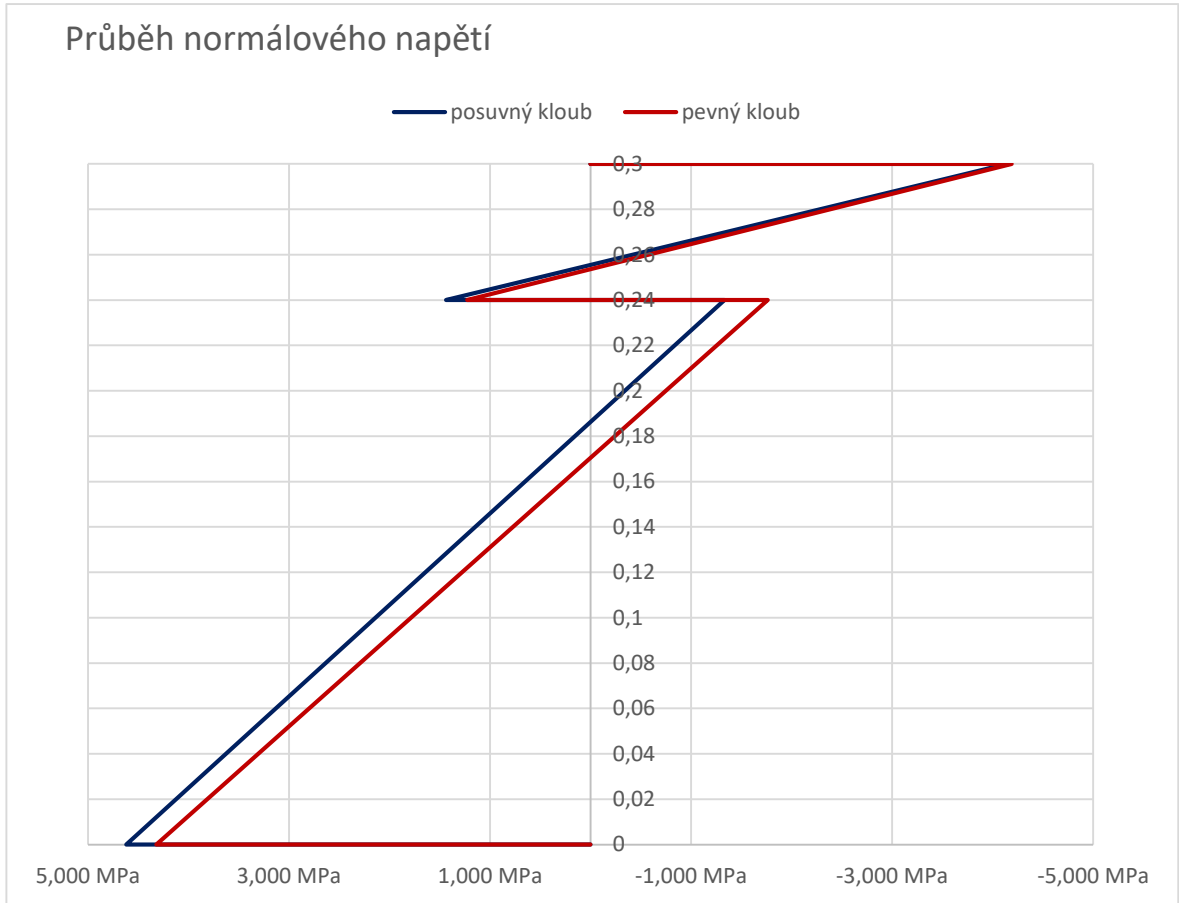
Obrázek 47: Průběh normálové síly na dřevěném nosníku (prostý nosník)



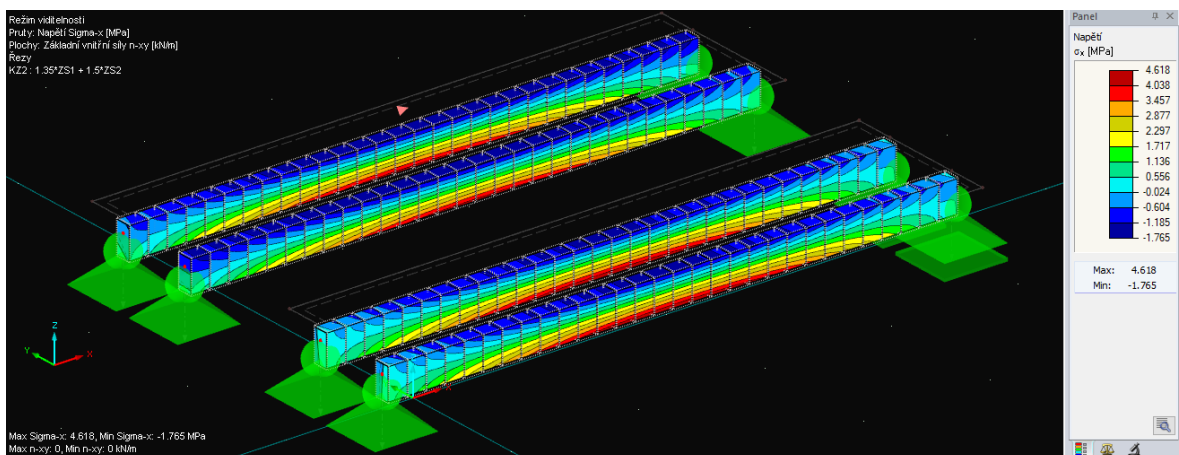
### 3 POROVNÁNÍ VÝPOČETNÍCH METOD PRO DŘEVĚBETONOVÉ KOMPOZITNÍ KONSTRUKCE



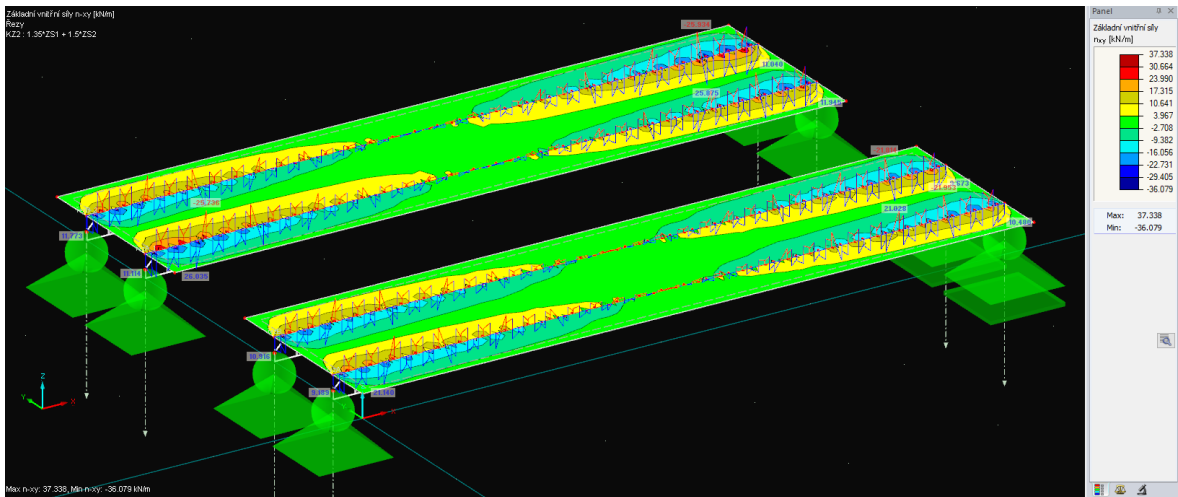
Obrázek 48: Průběh normálové síly na dřevěném nosníku (staticky neurčitý nosník)



Graf 3: Průběh normálového napětí uprostřed rozpětí – neutrální osa se nepatrně posunula směrem ke spodním vláknům



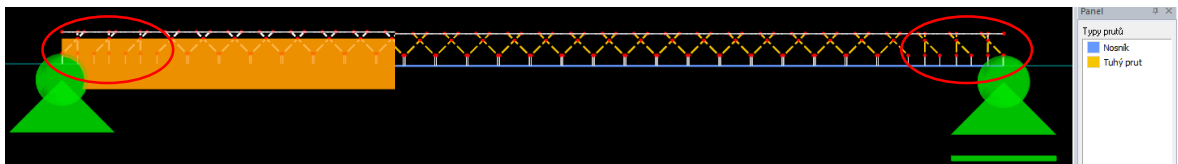
Obrázek 49: Průběh normálového napětí na prostém nosníku (vepředu) a staticky neurčitým nosníku (vzadu)



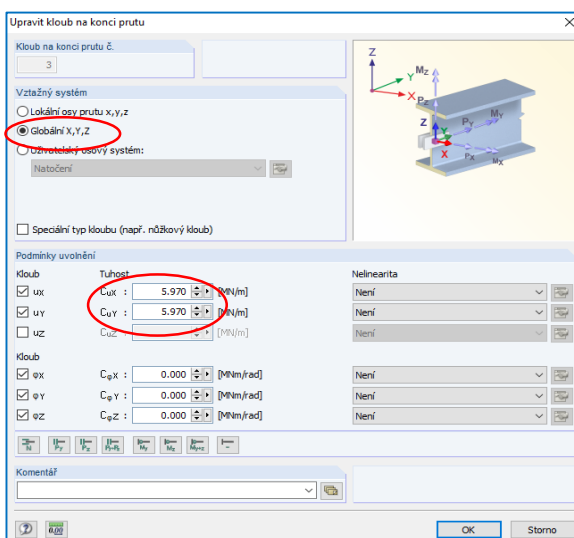
Obrázek 50: Průběh smykového toku na betonové desce na prostém nosníku (vepředu) a staticky neurčitém nosníku (vzadu) – smykový tok (tzn. v podstatě maximální stříhová síla) vzrostl zhruba o 23%

### 3.3.3.2 Kolmé vruty v oblasti podpory

Tato varianta může nastat především při rekonstrukci, kdy v oblasti podpory není místo a vruty nelze šroubovat pod úhlem. Dále je nutné upravit globální kloub na kolmém vrutu. Kloub uvolňuje globálně posun ve směru os x,y, ovšem s jinou tuhostí než u šikmých vrutů.  $C_{ux} = C_{uy} = \sin(45^\circ) * (K_u/2) = 5,97 \text{ MN/m}$ , to znamená, že prokluz redukuje sinusem úhlu, o který je vrut pootočen. U šikmých vrutů zůstávají parametry kloubu stejné jako u modelu v kapitole 3.3.1.2.



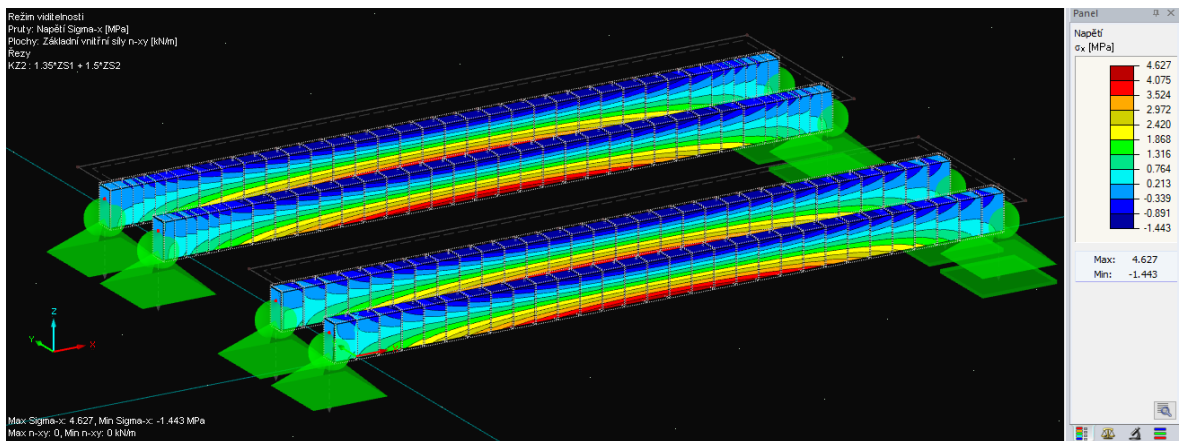
Obrázek 51: Statické schéma nosníku s kolmými vruty v oblasti podpory



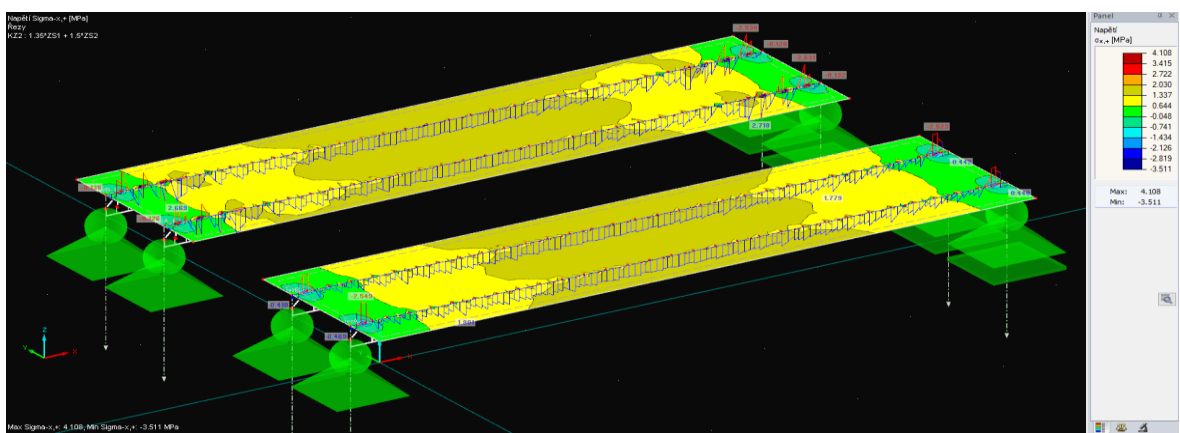
Obrázek 52: Parametry kloubu kolmého vrutu

### Vyhodnocení:

Tato modifikace výsledky příliš nezmění. Smykový tok se v oblasti u podpory změní jen nepatrně (do 5 %). Průběhy normálového napětí se změní pouze u podpory, uprostřed rozpětí (stěžejní místo pro posudek) zůstanou stejné.



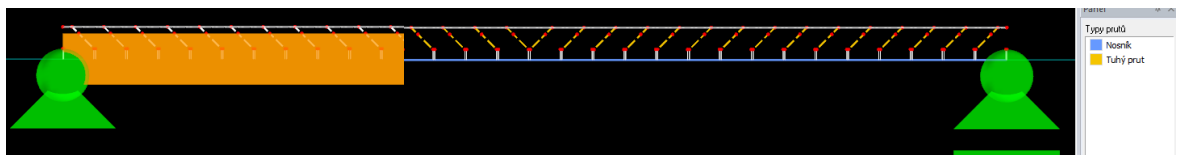
Obrázek 53: Průběh normálového napětí na dřevěném nosníku na běžném modelu (vepředu) a na modelu s kolnými vruty v oblasti podpory (vzadu) – změna je patrná pouze u podpory



Obrázek 54: Průběh normálového napětí při spodních vláknech betonové desky na běžném modelu (vepředu) a na modelu s kolnými vruty v oblasti podpory (vzadu) – změna je patrná pouze u podpory

### 3.3.3.3 Vruty uspořádané samostatně

Tuto možnost využijeme, pokud nemá nosník velké rozpětí nebo zatížení a chceme ušetřit vruty – takto jich bude použita pouze polovina. Kloub v globálním směru zůstane stejný (hodnota prokluzu odpovídá jednomu vrutu). Pouze vymažeme tuhé pruty, které simulují vruty v druhém směru - doplňují dvojici).



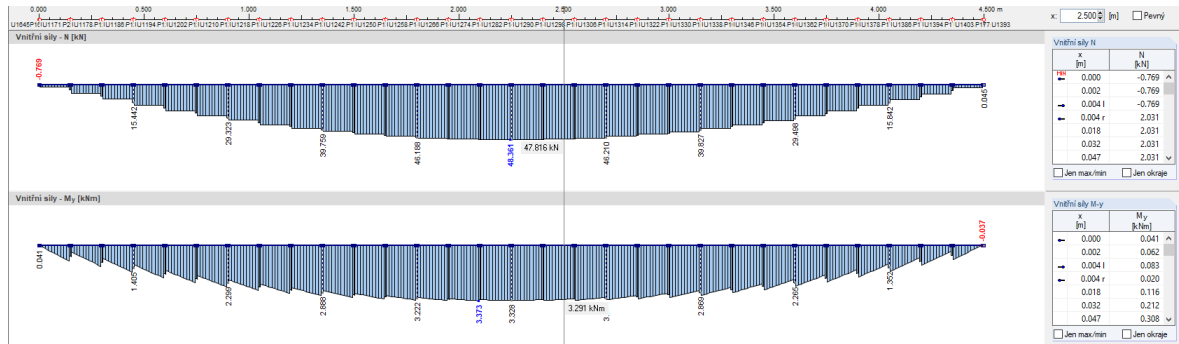
Obrázek 55: Statické schéma nosníku s vruty uspořádanými samostatně

### Vyhodnocení:

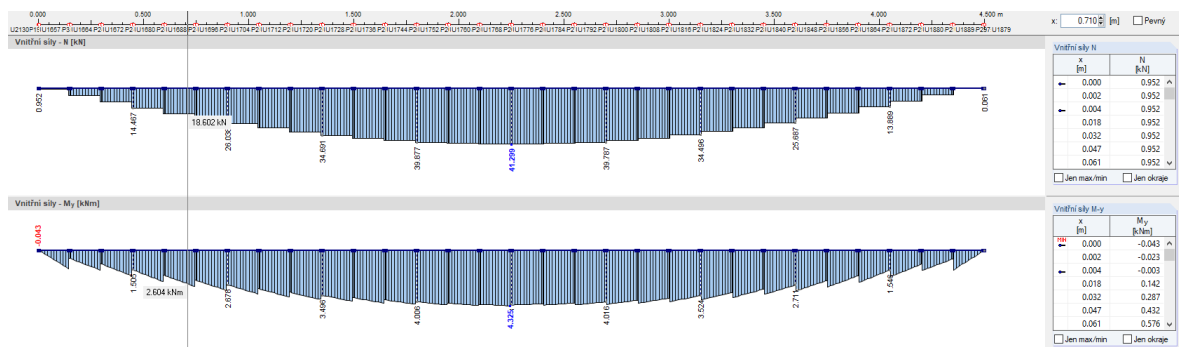
Tato modifikace výrazně ovlivní výsledky. Tuhost spřažení se sníží na polovinu, zvýší se napětí na dřevěném nosníku a v betonové desce. Dále se zvýší průhyb. Střihová síla, která

### 3 POROVNÁNÍ VÝPOČETNÍCH METOD PRO DŘEVOBETONOVÉ KOMPOZITNÍ KONSTRUKCE

se dosud posuzovala na pár vrutů, se sice zmenší, ale vzhledem k tomu, že ji teď musí přenést jeden vrut, je spojovací prostředek zatížen o zhruba 60% větší stříhovou silou.



Obrázek 56: Průběh normálové síly a ohybového momentu na dřevěném nosníku při standartním uspořádání spojovacích prostředků (ve dvojici)

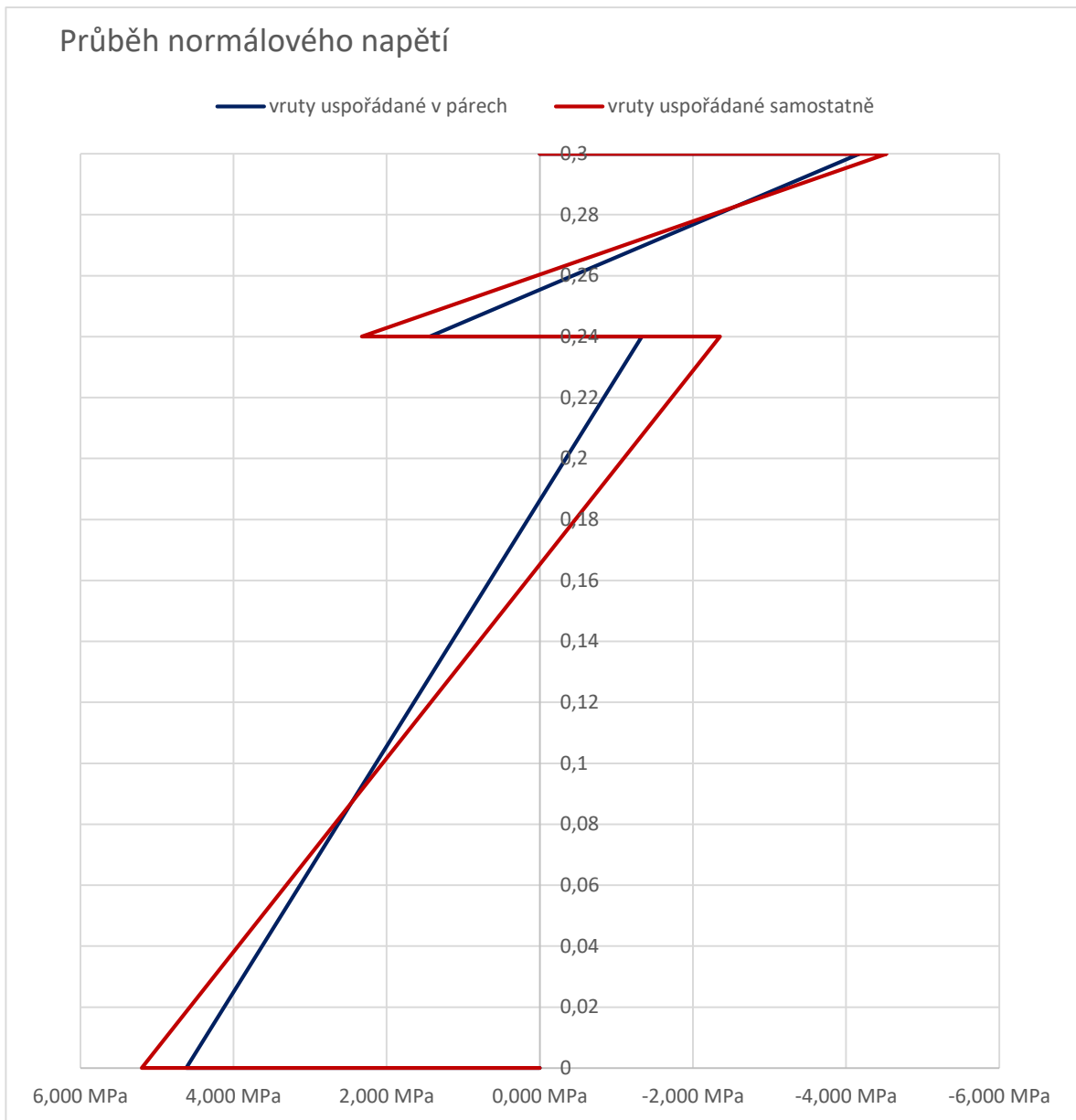


Obrázek 57: Průběh normálové síly a ohybového momentu na dřevěném nosníku při samostatném uspořádání spojovacích prostředků

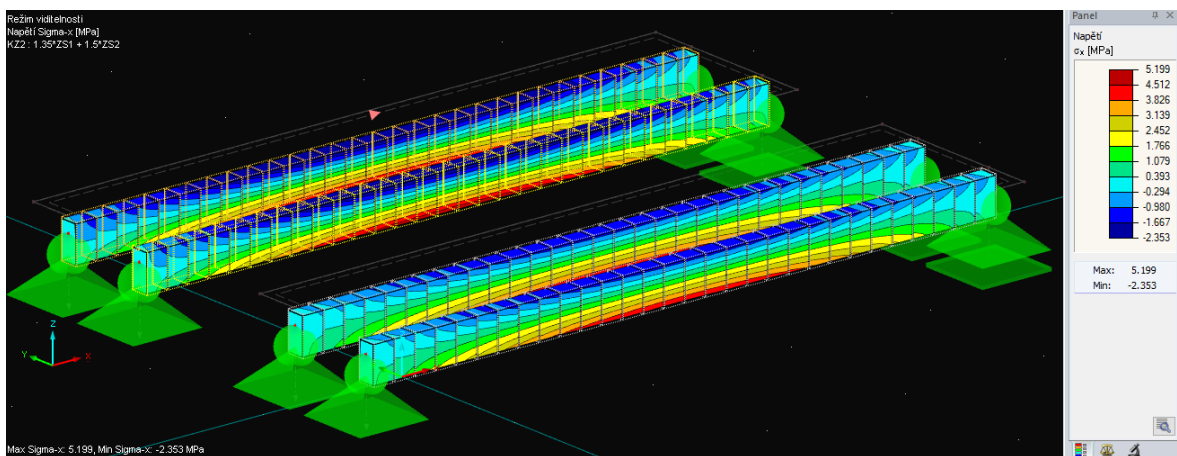
	dřevěný nosník - spodní vlákna	dřevěný nosník - horní vlákna	betonová deska - spodní vlákna	betonová deska - horní vlákna	průhyb	stříhová síla na pár vrutů
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm]	[kN]
<b>nosník s vruty</b>	4,62	-1,33	1,44	-4,17	4,1	5,82
<b>uspořádanými ve dvojici</b>	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%
<b>nosník s vruty</b>	5,20	-2,35	2,32	-4,53	5,2	4,79*
<b>uspořádanými samostatně</b>	112,61%	176,39%	161,84%	108,46%	126,83%	82,26%

\*stříhová síla je pouze pro jeden vrut, ne pro pár (to znamená, že na jeden vrut působí o cca 60% větší stříhová síla než v prvním případě)

Tabulka 3: Porovnání modelů s vruty uspořádanými ve dvojici a vruty uspořádanými samostatně

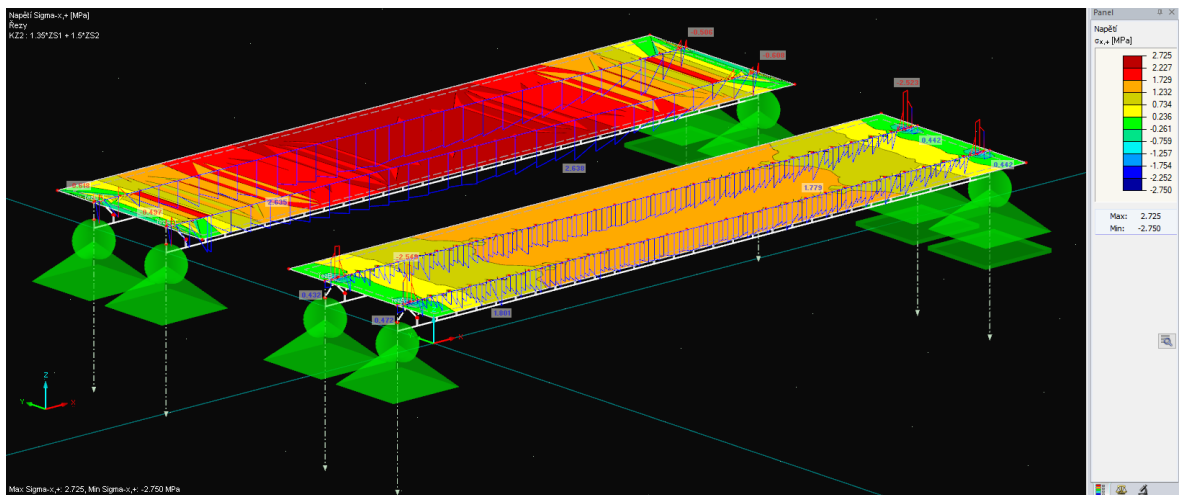


Graf 4: Průběh normálového napětí uprostřed rozpětí pro model s vruty uspořádanými ve dvojici a model s vruty uspořádanými samostatně

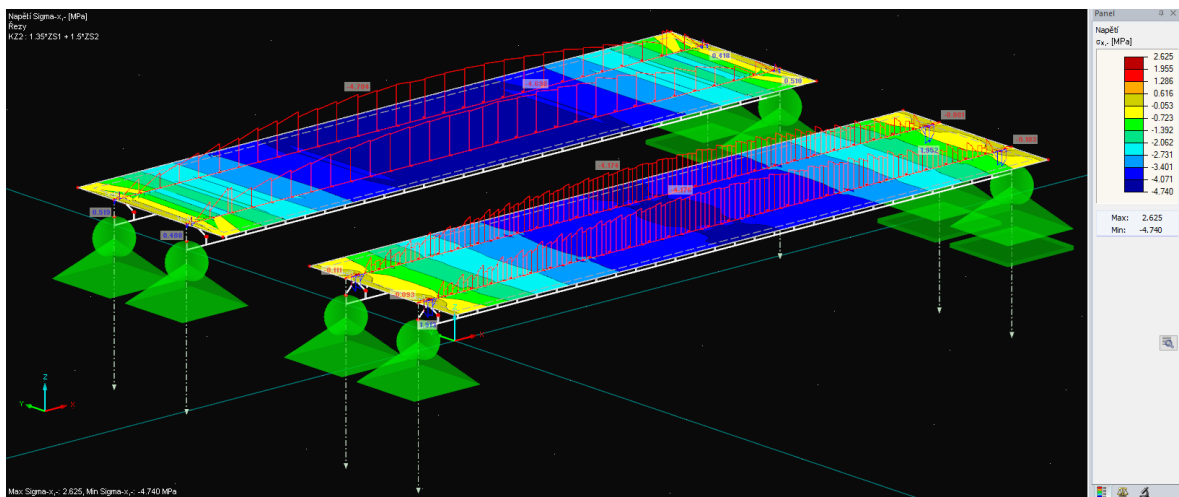


Obrázek 58: Průběh normálového napětí na dřevěném nosníku na pro model s vruty uspořádanými ve dvojici (vepředu) a model s vruty uspořádanými samostatně (vzadu)

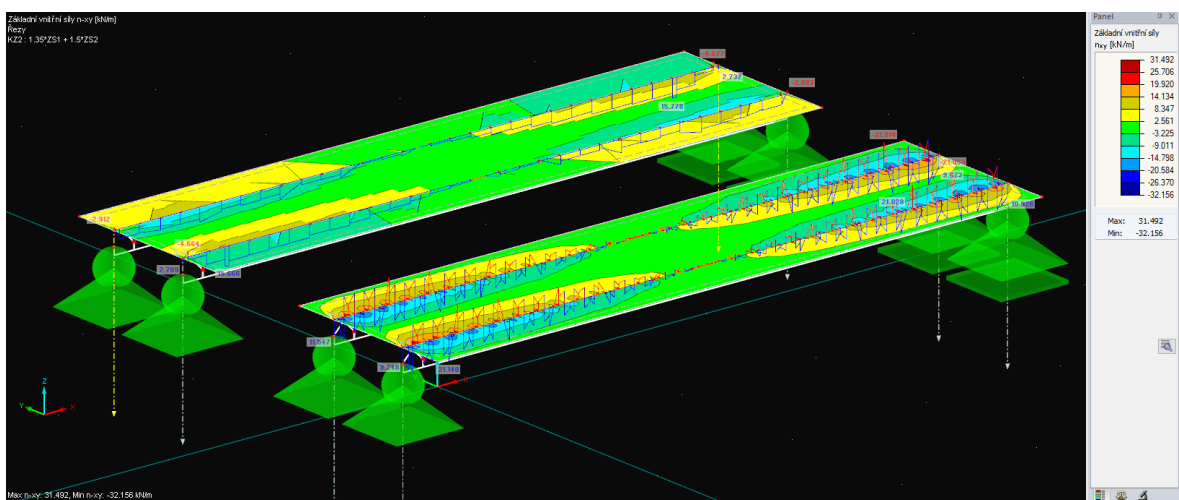
### 3 POROVNÁNÍ VÝPOČETNÍCH METOD PRO DŘEVOBETONOVÉ KOMPOZITNÍ KONSTRUKCE



Obrázek 59: Průběh normálového napětí při spodních vláknech betonové desky pro model s vruty uspořádanými ve dvojici (vepředu) a model s vruty uspořádanými samostatně (vzadu) – na druhém modelu napětí vzrostlo zhruba o 60%



Obrázek 60: Průběh normálového napětí při horních vláknech betonové desky pro model s vruty uspořádanými ve dvojici (vepředu) a model s vruty uspořádanými samostatně (vzadu) – na druhém modelu napětí vzrostlo zhruba o 10%



Obrázek 61: Průběh smykového toku na betonové desce pro model s vruty uspořádanými v párech (vepředu) a model s vruty uspořádanými samostatně (vzadu) – průběhy jsou odlišné



### 3.3.3.4 Vyhodnocení

Modifikace nám pomohou pochopit, jak přesně spřažení a jeho modelování funguje. Dále nám dovolují nadimenzovat nosník na konkrétní situaci a využít tak naplno všech výhod systému. Takovými modifikacemi se EN 1995-1-1 nezabývá. Varianty s různým uspořádáním budou v kapitole 3.4.3 zadány i do programu HBV. Výsledné hodnoty budou porovnány.

### 3.3.4 Posouzení dřevěného nosníku v modulu RF-TIMBER Pro

Výhodou všech modelů, kde modelujeme dřevěný nosník jako prut, je možnost posoudit ho v přidavném modulu RF-TIMBER Pro. Tento modul provádí posouzení dřevěných prutů a sad prutů na základě návrhových postupů uvedených v EN 1995-1-1, vnitřní síly získává z daného modelu. Po spuštění modulu je nutné zadat nebo graficky vybrat posuzované pruty/sady prutů, zatěžovací stavy, skupiny nebo kombinace zatěžovacích stavů pro posouzení mezního stavu únosnosti, mezního stavu použitelnosti a požární odolnosti.

RF-TIMBER Pro - [drevobeton\_porovnaní\_varianty\_1\_3D]

Soubor Upravit Nastavení Nápověda

PŘ1 2.3 Posouzení po sadách prutů

Sada prutů č.	Prut č.	Místo x [m]	Zatěžová	Posouzení	Posouzení podle vzorce
10	dřevěný nosník (prut č. 119-175,177,235,236,1631)				
	146	0.000	KZ2	0.19 ≤ 1	101) Únosnost průřezu - Tah podél vláken podle 6.1.2
	1631	0.000	KZ2	0.34 ≤ 1	111) Únosnost průřezu - Smyk od posouvající síly Vz podle 6.1.7
	1631	0.004	KZ2	0.01 ≤ 1	112) Únosnost průřezu - Smyk od posouvající síly Vy podle 6.1.7
	142	0.000	KZ2	0.05 ≤ 1	121) Únosnost průřezu - Smyk od kroucení podle 6.1.8
	177	0.004	KZ2	0.01 ≤ 1	152) Únosnost průřezu - Jednoosý ohyb okolo osy z podle 6.1.6
	177	0.000	KZ2	0.01 ≤ 1	153) Únosnost průřezu - Dvouosý ohyb podle 6.1.6
	145	0.142	KZ2	0.39 ≤ 1	161) Únosnost průřezu - Jednoosý ohyb okolo osy y a tah podle 6.2.3
	235	0.000	KZ2	0.02 ≤ 1	162) Únosnost průřezu - Jednoosý ohyb okolo osy z a tah podle 6.2.3
	134	0.008	KZ2	0.33 ≤ 1	163) Únosnost průřezu - Dvouosý ohyb a tah podle 6.2.3

Max.: 0.39 ≤ 1

Mezihodnoty - prut 134 - x: 0.008 m - KZ2

☑ Materiálové charakteristiky - Topolové a jehličnaté dřevo C24

☑ Průřezové charakteristiky - T-obdélník 120/240

☑ Návrhové vnitřní síly

☑ Posouzení

Nomálová síla (tah)	N <sub>d</sub>	39.759	kN	
Průřezová plocha	A	28800.0	mm <sup>2</sup>	
Napětí v tahu	σ <sub>t,0,d</sub>	1.381	MPa	
Ohybový moment	M <sub>y,d</sub>	2.901	kNm	
Průřezový modul	W <sub>y</sub>	1152000.0	mm <sup>3</sup>	
Napětí v ohybu	σ <sub>m,y,d</sub>	2.519	MPa	
Ohybový moment	M <sub>z,d</sub>	0.018	kNm	
Průřezový modul	W <sub>z</sub>	576000.0	mm <sup>3</sup>	
Napětí v ohybu	σ <sub>m,z,d</sub>	0.031	MPa	
Pevnost v tahu	f <sub>t,0,k</sub>	14.000	MPa	[4], Tab. 1
Pevnost v ohybu	f <sub>m,y,k</sub>	24.000	MPa	[4], Tab. 1
Pevnost v ohybu	f <sub>m,z,k</sub>	24.000	MPa	[4], Tab. 1
Modifikační součinitel	k <sub>mod</sub>	0.800		Tab. 3.1
Dílčí součinitel spolehlivosti	γ <sub>M</sub>	1.300		Tab. 2.3
Pevnost v tahu	f <sub>t,0,d</sub>	8.615	MPa	Rovn. (2)
Pevnost v ohybu	f <sub>m,y,d</sub>	14.769	MPa	Rovn. (2)
Pevnost v ohybu	f <sub>m,z,d</sub>	14.769	MPa	Rovn. (2)
Redukční součinitel	k <sub>m</sub>	0.700		6.1.6

1 - T-obdélník 120/240

Výpočet    Detaily...    Nár. příloha...    Grafika    OK    Storno

Obrázek 62: Ukázka výstupu z přidavného modulu RF-TIMBER Pro.

Při posouzení únosnosti průřezu se analyzuje tah a tlak ve směru vláken, ohyb, ohyb v kombinaci s tahem/tlakem a smyk vlivem posouvající síly s kroucením nebo bez kroucení.

### 3 POROVNÁNÍ VÝPOČETNÍCH METOD PRO DŘEVOBETONOVÉ KOMPOZITNÍ KONSTRUKCE

Posouzení probíhá na úrovni návrhových hodnot napětí. Pro posouzení prutů vystavených vzpěru nebo klopení podle metody náhradního prutu se uvažuje osový tlak, ohyb a interakci ohybu s tlakem/tahem. Průhyb na vnitřních polích a konzolách se určí pro charakteristické a kvazistálé návrhové situace. Po skončení výpočtu se zobrazí výsledky v přehledně uspořádaných tabulkách včetně všech mezihodnot. Průřezy je možné optimalizovat. Využití průřezů je navíc možné zobrazit graficky.

Z obrázku 62 vyplývá, že dřevěný nosník je využit na 39%, rozhodující kombinací zatížení je KZ2 a rozhodujícím namáháním je jednoosý ohyb okolo osy  $y$  a tah ve směru vláken.



### 3.4 VÝPOČET POMOCÍ PROGRAMU HBV

Další možností, jak navrhovat spřažené dřevobetonové konstrukce, je použít software HBV (Holz Beton Verbundsystem) od společnosti SFS Intec (výrobce speciálních spřahovacích vrutů VB, které jsou použity v modelovém příkladu pro tuto práci). Tento software je volně dostupný přímo na internetových stránkách společnosti. Užití tohoto software má několik výhod i nevýhod. Výhodou je rychlost návrhu - uživatel pouze zadá geometrii, zatížení a rozmístění spřahovacích prostředků a program vyhodnotí, na kolik procent jsou průřezy a spřahovací prostředky využity a zda návrh vyhovuje. Další výhodou je jednoduchost a intuitivní ovládání. Nevýhodou je, že se jedná o tzv. „blackbook“ program – to znamená, že přesně nevíme, jak přesně software počítá a jaké vstupní parametry využívá. Lze zjistit jen to, podle jaké normy je výpočet proveden. Další nevýhodou je, že software slouží pouze pro návrh, nemůže být tedy použit jako závazný statický posudek. Dále není možné (na rozdíl od výpočetních metod použitých v předchozích kapitolách) pomocí tohoto programu navrhnout jakékoliv jiné spřažení, než spřažení pomocí speciálních vrutů VB. Poslední nevýhodou je, že i přes jednoduchost programu může dojít při návrhu k poměrně závažné chybě - pokud uživatel dostatečně nerozumí problematice spřažení, může snadno zadat nějaký parametr špatně či špatně vyhodnotit výsledky, které software poskytne.

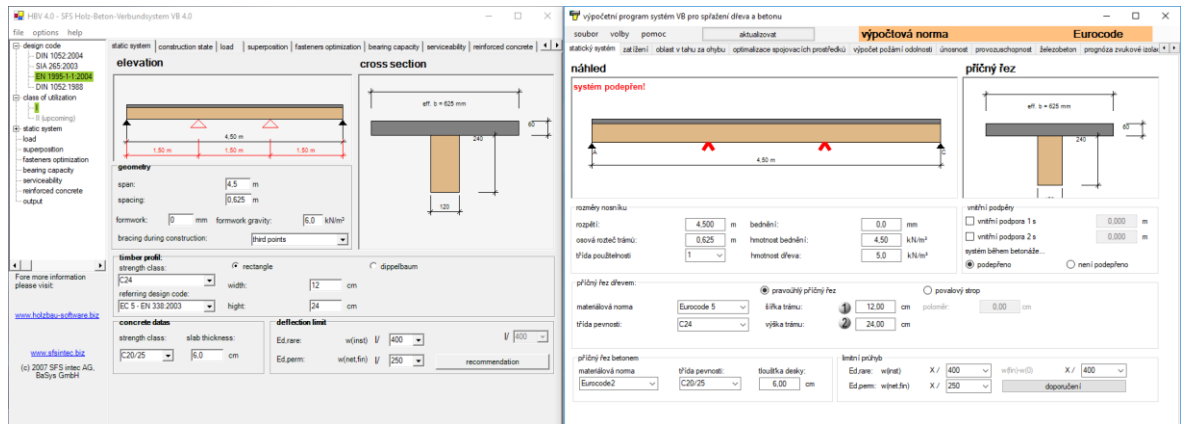
Aby bylo porovnání co nejvíce vypovídající a aby bylo možné porovnat co nejvíce výsledků, byl modelový příklad spočtený pomocí dvou verzí programu – současné verze (HBV 6, nejnovější aktualizace z roku 2018) a starší verze (HBV 4, z roku 2007). Následující kapitola ukáže, jak zadat posuzovaný příklad do obou verzí. V dalších kapitolách budou porovnány výsledky získané z obou verzí s výsledky získanými pomocí metod z předchozích kapitol, různé konstrukční varianty spřažení a také popsána některá specifika programu HBV.

#### 3.4.1 Zadání modelového příkladu a porovnání obou verzí programu HBV

Starší a novější verze programu se od sebe příliš neliší. Některým uživatelům by na starší verzi mohlo vadit, že na rozdíl od novější není přeložena do češtiny. Dalším rozdílem je nastavení, podle jaké normy výpočet probíhá. Zatímco ve starší verzi si normu volíme přímo v pravé části okna, v novější musíme nastavit normu pomocí záložky „volby“ a dále „návrhová norma“ v horní části okna. Některými lištami se tento přehled nezabývá – buď v nich nic nezadááme, nebo nejsou pro náš modelový příklad podstatné (například lišta „výpočet požární odolnosti“ v novější verzi).

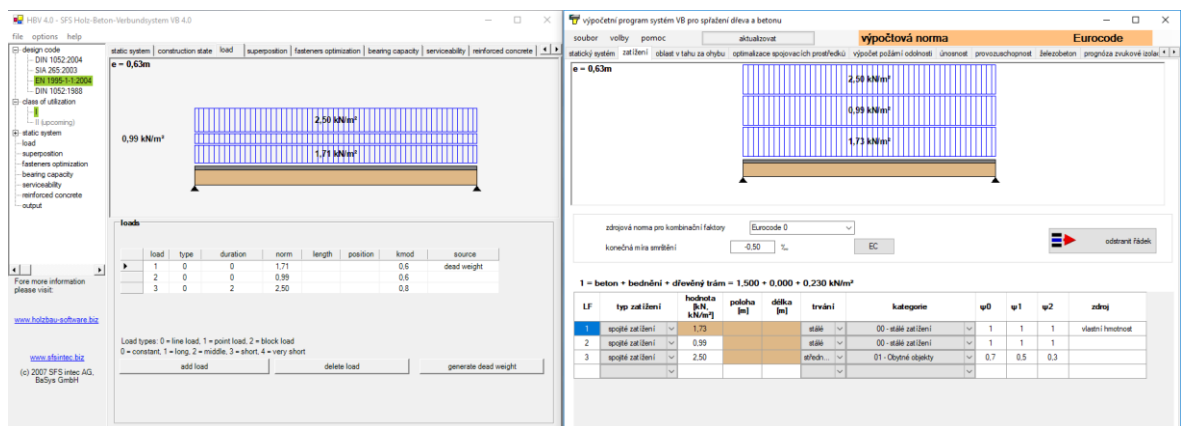
### 3 POROVNÁNÍ VÝPOČETNÍCH METOD PRO DŘEVOBETONOVÉ KOMPOZITNÍ KONSTRUKCE

Na úvodní liště obou verzí zadáme statický systém, můžeme si zvolit, zda je či není použita mezivrstva a také třídy pevnosti použitých materiálů. Novější verze programu navíc umožňuje kromě prostého nosníku posoudit i spojitý nosník o dvou nebo třech polích.



Obrázek 63: Zadání statického systému do programu HBV4 (vlevo) a HBV6 (vpravo)

Z obrázku 63 vyplývá, že každá verze počítá s nepatrně jiným stálým zatížením od vlastní tíhy, kterou program určuje automaticky. U obou verzí se dá ale změnit vlastní tíha jednotlivých materiálů (v modelovém příkladu jsou ponechány hodnoty, které jsou v programu přednastaveny). U každého dalšího zatížení musíme stanovit trvání zatížení. Kromě spojitého zatížení je možné zadat osamělou sílu, případně pak spojitě zatížení na části nosníku.

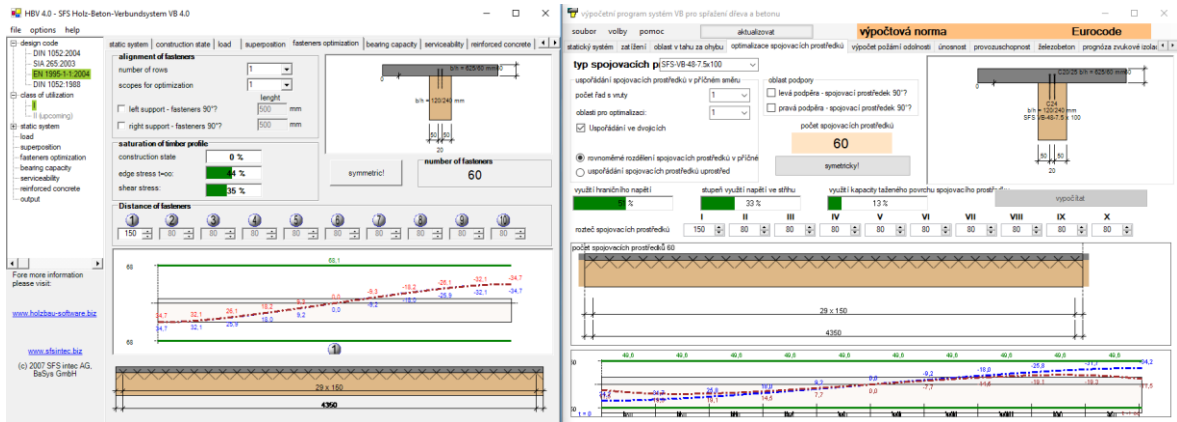


Obrázek 64: Zadání zatížení programu HBV4 (vlevo) a HBV6 (vpravo)

Na další liště nastavujeme rozmístění spráhovacích prostředků. Software provádí návrh pro čas  $t = 0$  a  $t = \infty$ . Pro naše porovnávání jsou stěžejní především hodnoty pro  $t = 0$ . Je patrné, že některé hodnoty se mezi verzemi poměrně liší. Na této liště nás nejvíce zajímá graf s průběhy smykových hodnot [kN/m]. Modře je znázorněn průběh pro  $t = 0$  a červeně pro  $t = \infty$ . Zeleně je pak znázorněn maximální přípustný smykový tok (tato hodnota se liší asi

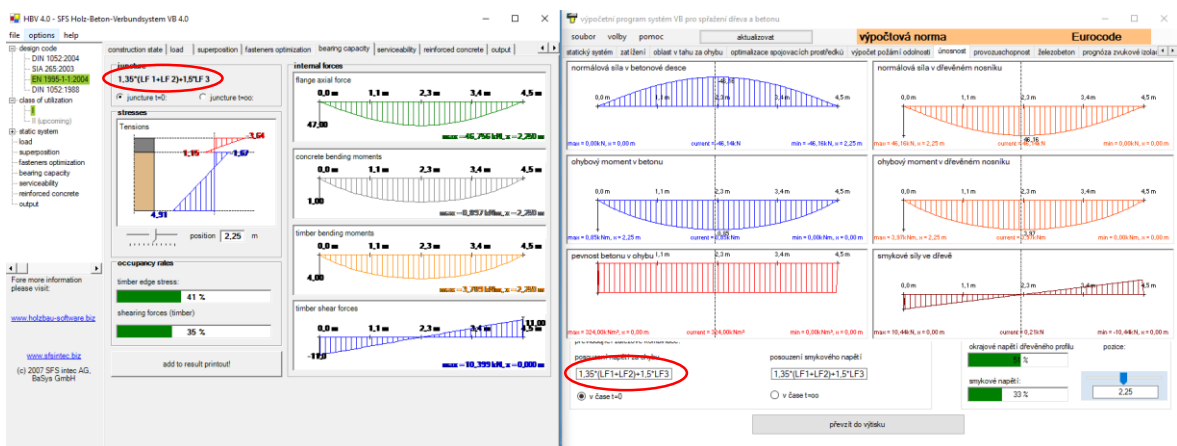
### 3 POROVNÁNÍ VÝPOČETNÍCH METOD PRO DŘEVOPETONOVÉ KOMPOZITNÍ KONSTRUKCE

nejvíce). Smykový tok pro  $t = 0$  je dosahuje u obou verzí hodnoty zhruba 35 kN/m (rozdíl je v řádech desetin). Po vynásobení této hodnoty vzdáleností spřahovacích prostředků (0,15 m) dostaneme maximální stříhovou sílu na jeden pár vrutů. Ta bude vycházet cca 5,2 kN.



Obrázek 65: Optimalizace spřahovacích prostředků v programu HBV4 (vlevo) a HBV6 (vpravo)

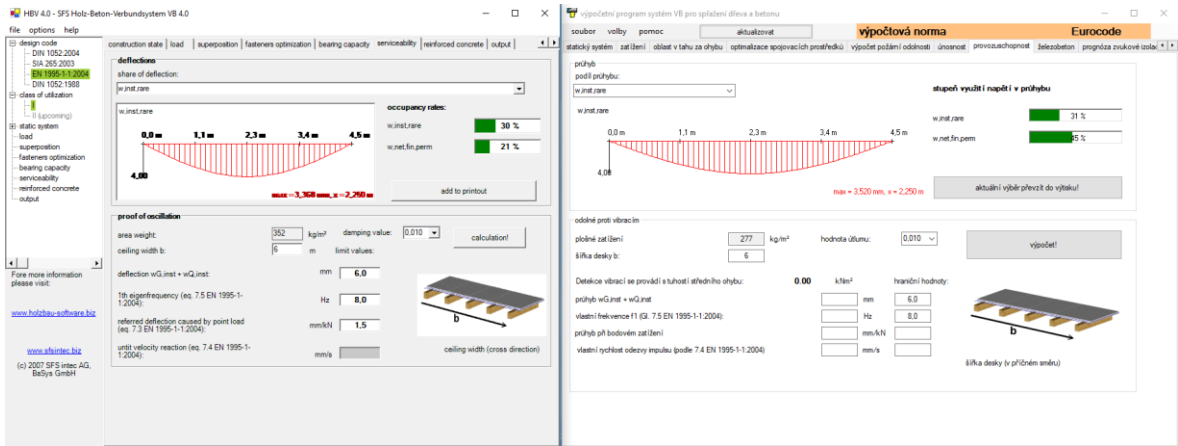
Následující lišta se zabývá únosností. Zatímco starší verze nabízí i vykreslení průběhu normálového napětí uprostřed průřezu, v novější verzi tato možnost není. Normálové napětí můžeme ovšem určit podle vzorce dle teorie pružnosti a pevnosti  $\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} * z$ . Pokud tento vzorec aplikujeme na hodnoty normálových sil a ohybových momentů získaných z verze HBV4, vyjdou nám opravdu hodnoty uvedené v grafu. U obou verzí je možné nastavit, zda zjišťujeme hodnoty pro čas  $t = 0$  nebo  $t = \infty$ . Velmi důležitá informace na této liště je rozhodující kombinace zatížení – této problematice se věnuje kapitola 3.4.4.



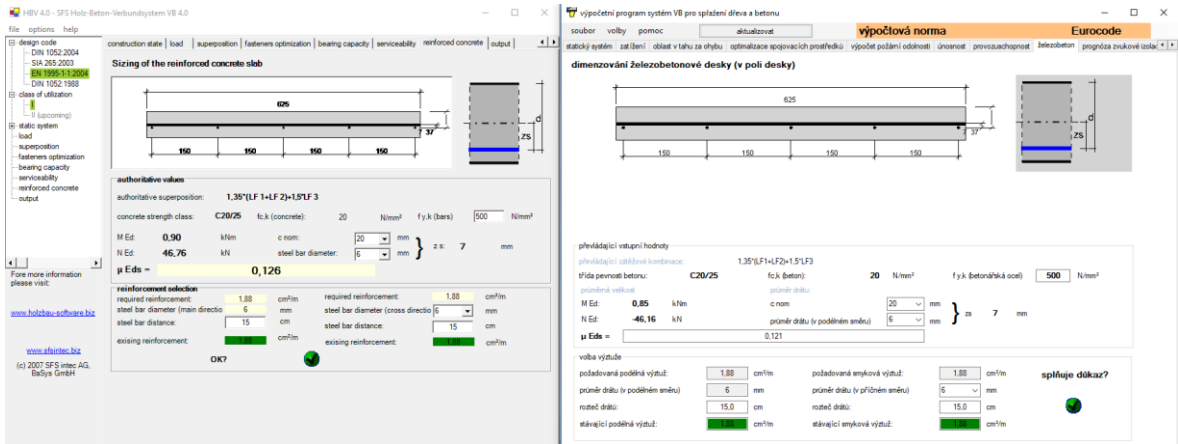
Obrázek 66: Vypočtená únosnost spřahového průřezu pomocí programu HBV4 (vlevo) a HBV6 (vpravo)

Na dalších dvou lištách je posouzení provozuschopnosti a posouzení železobetonové desky. Tyto lišty se v jednotlivých verzích téměř neliší.

### 3 POROVNÁNÍ VÝPOČETNÍCH METOD PRO DŘEVOBETONOVÉ KOMPOZITNÍ KONSTRUKCE



Obrázek 67: Posouzení provozuschopnosti v programu HBV4 (vlevo) a HBV6 (vpravo)

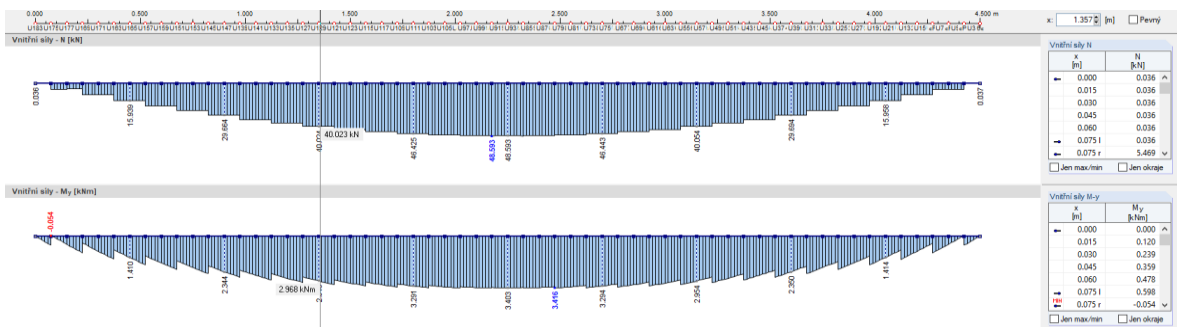


Obrázek 68: Posouzení železobetonové desky v programu HBV4 (vlevo) a HBV6 (vpravo)

Tímto je návrh spráženého průřezu v programu HBV4 i HBV6 hotový. Obě verze umožňují tisk protokolu, kde jsou shrnuty a graficky znázorněny vstupní údaje a získané výsledky. Z tiskového výstupu se ale nedozvíme jiné informace, než jaké se dozvíme na jednotlivých lištách.

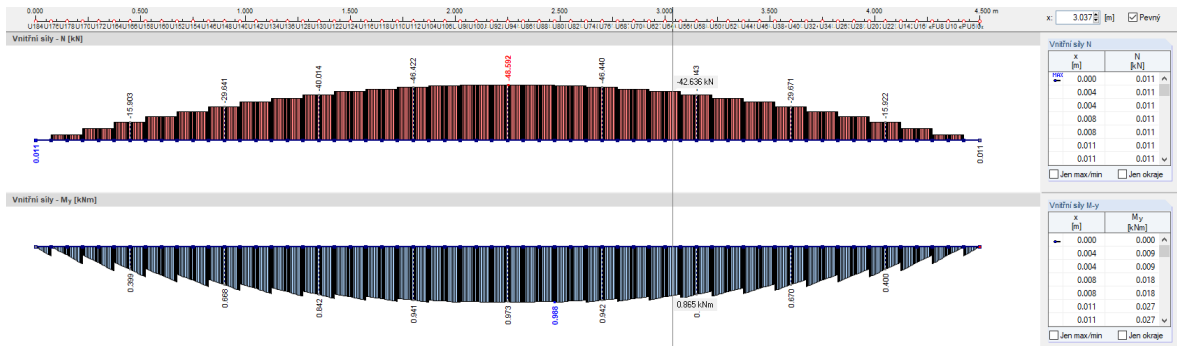
#### 3.4.2 Vyhodnocení

V této kapitole budou porovnány vnitřní síly, normálová napětí, hodnoty průhybu a maximální stříhové síly na jeden pár vrutů získané analytickou metodou – dle EN, 2D numerickou metodou č.2 (kapitola 3.3.2.2) a pomocí programu HBV.

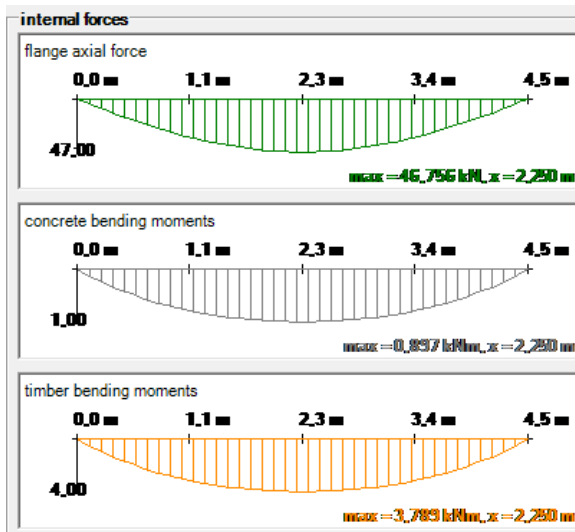


Obrázek 69: Průběh vnitřních sil na dřevěném nosníku (numerický model)

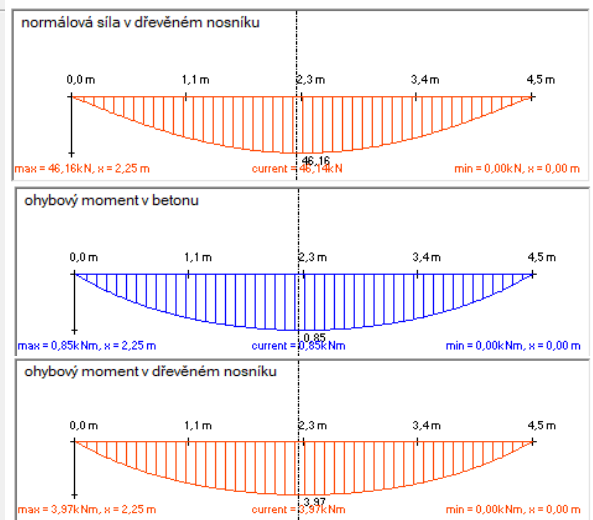
### 3 POROVNÁNÍ VÝPOČETNÍCH METOD PRO DŘVOBETONOVÉ KOMPOZITNÍ KONSTRUKCE



Obrázek 70: Průběh vnitřních sil na betonové desce (numerický model)



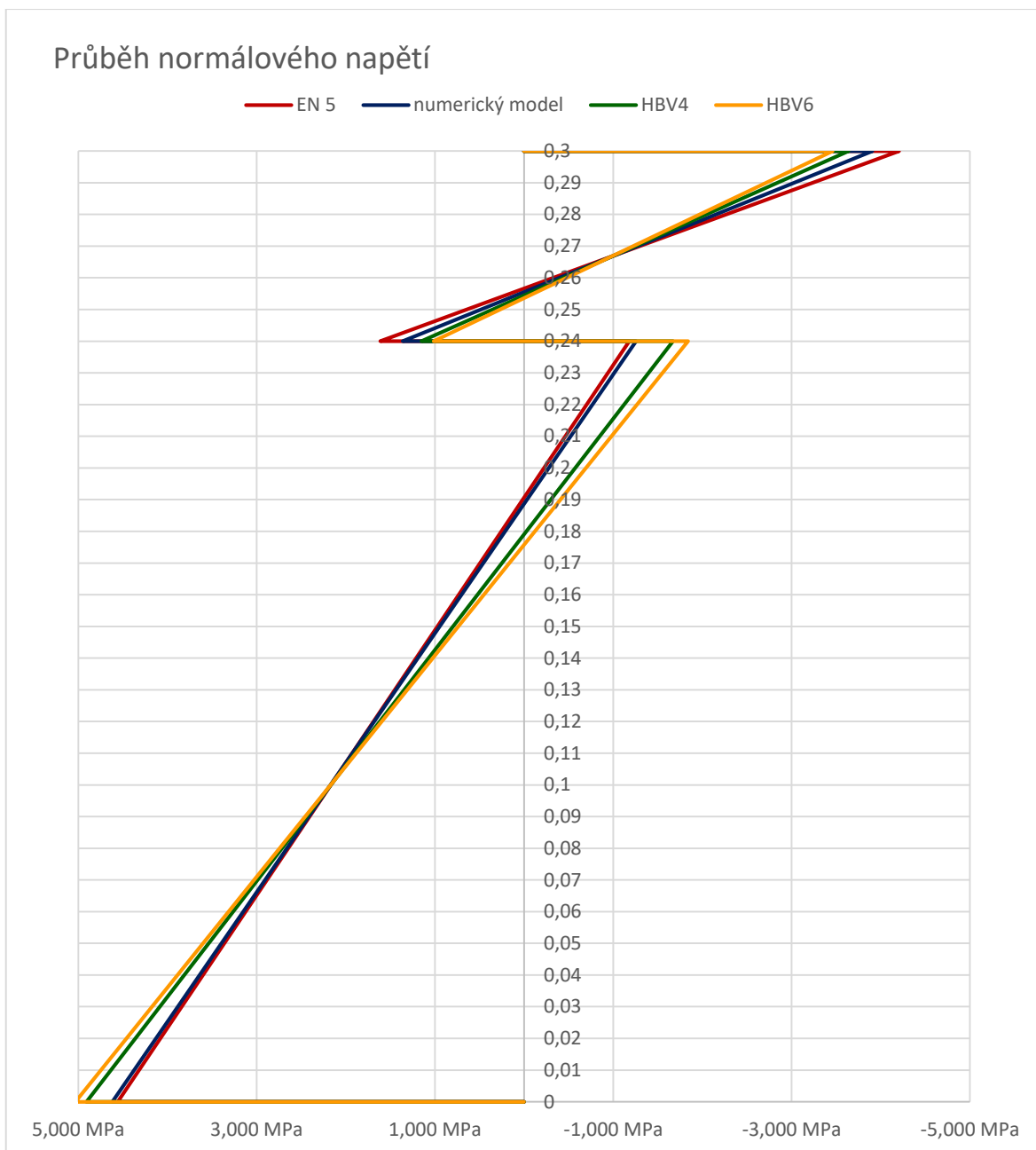
Obrázek 71: Průběh vnitřních sil (HBV4)



Obrázek 72: Průběh vnitřních sil (HBV6)

	dřevěný nosník - spodní vlákna	dřevěný nosník - horní vlákna	betonová deska - spodní vlákna	betonová deska - horní vlákna	průhyb	střihová síla na pár vrstů
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm]	[kN]
EN5 (analytický model)	4,56	-1,18	1,61	-4,21	5,10	6,13
	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%
2D numerický model č.2	4,62	-1,26	1,36	-3,91	3,80	5,44
	101,34%	106,52%	84,43%	92,89%	74,51%	88,74%
software HBV4	4,91	-1,67	1,15	-3,64	3,37	5,21
od výrobce, starší verze	107,70%	141,41%	71,34%	86,54%	66,08%	84,91%
software HBV6	5,03	-1,84	1,01	-3,46	3,50	5,12
od výrobce, aktuální verze	110,42%	155,80%	62,84%	82,26%	68,63%	83,44%

Tabulka 4: Porovnání analytického modelu, numerického modelu a softwaru HBV (starší i novější verze)



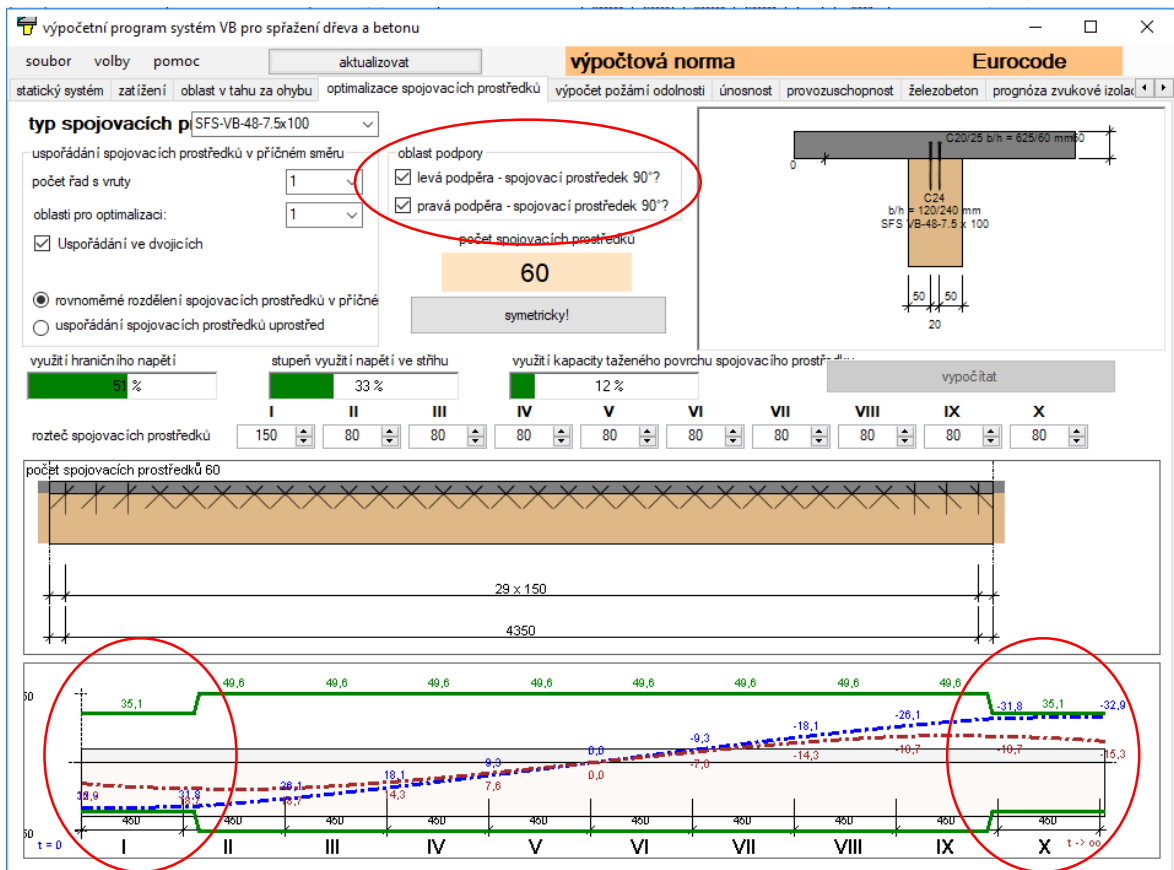
Graf 5: Porovnání analytického modelu, numerického modelu a softwaru HBV (starší i novější verze)

Z uvedených hodnot a grafu je patrné, že nejlépe funguje spřažení podle EN5, nejhůře pak podle nejnovější verze programu HBV. Bude to zřejmě způsobeno tím, že volně dostupný software se snaží být co nejvíce na straně bezpečnosti. Nepatrný rozdíl mezi jednotlivými verzemi programu HBV bude způsoben tím, že během vývoje nových verzí byly provedeny další výzkumy, které některé hodnoty zpřesnily. Shoda stěžejních hodnot (napětí při spodních vláknech dřevěného nosníku a horních vláknech betonové desky) je i přes drobné odchylky velice uspokojivá. Potvrzuje, že každá z metod má dobře nastavené parametry, funguje správně a že pro jednoduchý rychlý posudek mohou být použity všechny.

### 3.4.3 Různé konstrukční varianty v programu HBV

#### 3.4.3.1 Kolmé vruty v oblasti podpory

Ani v programu HBV nedojde při této konstrukční variantě k velké změně. Změní se pouze smykový tok v oblasti podpory. Díky grafice tohoto programu je změna lépe vidět. Průběh vnitřních sil zůstane téměř nezměněn. Hodnoty vycházejí podobně jako na numerickém modelu (respektive rozdíl v hodnotách mezi numerickým modelem a výpočtem v programu SFS je obdobný jako při běžném uspořádání vrutů).



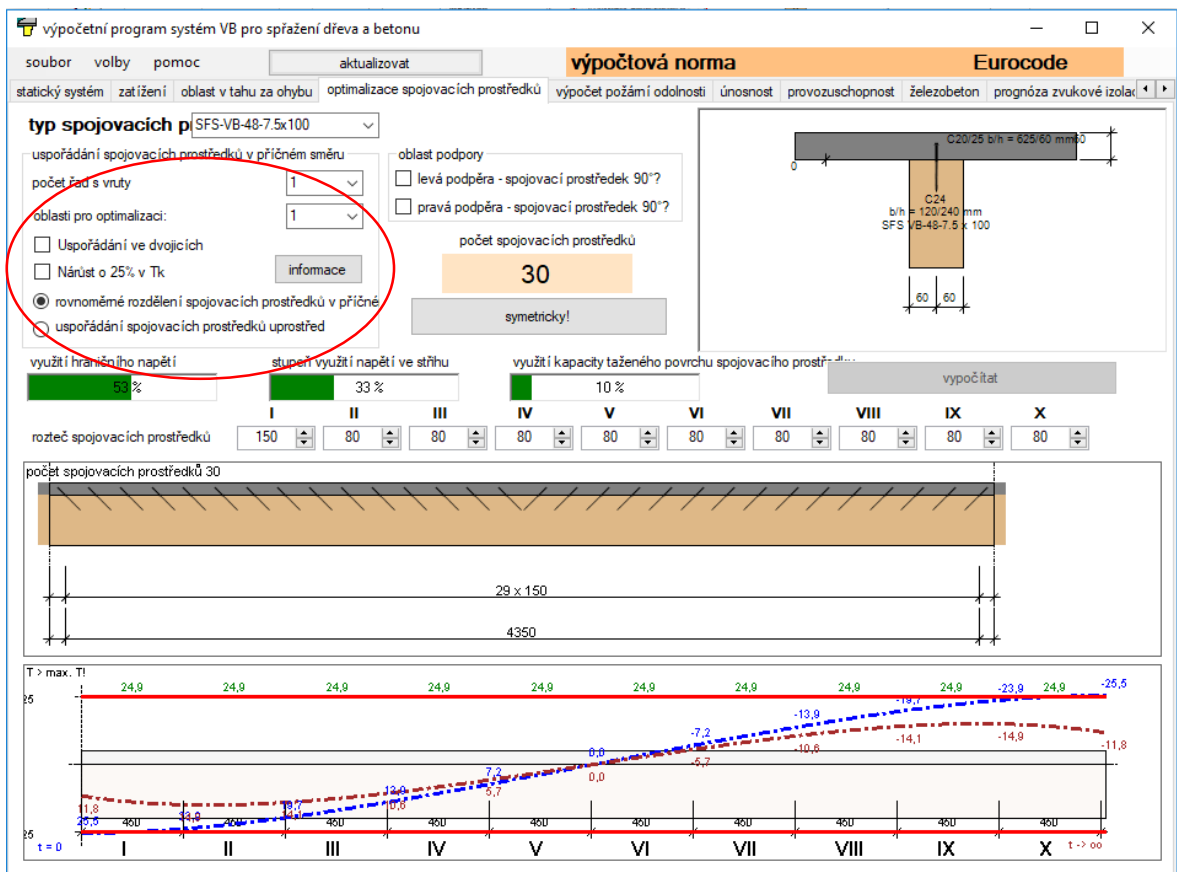
Obrázek 73: Průběh smykového toku a jeho maximální hodnoty pro nosník s kolmými vruty v oblasti podpory

Z obrázku 73 je patrné, že smykový tok v oblasti podpory klesne zhruba o 7%. Výrazně se sníží maximální dovolená hodnota (o 41%).

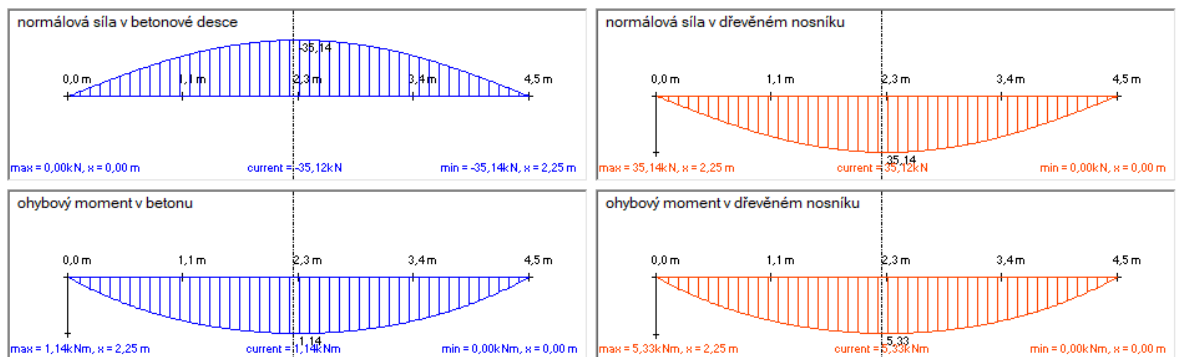
#### 3.4.3.2 Vruty uspořádané samostatně

V programu HBV je při této variantě ještě možnost zvýšit únosnost jednoho spřahovacího prostředku o 25% (za předpokladu, že není použita mezivrstva a nosník není zatížen dynamicky). Tuto možnost ale nemusíme využít – budeme na straně bezpečnosti. Tak jako u numerického modelu dojde při této konstrukční variantě k větší změně výsledků. Hodnoty jsou porovnávány s 3D numerickým modelem této konstrukční varianty (kapitola 3.3.3.3).

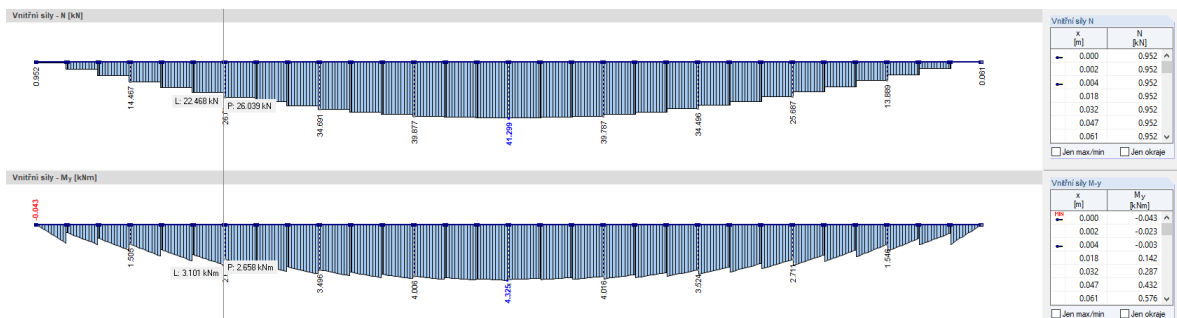
### 3 POROVNÁNÍ VÝPOČETNÍCH METOD PRO DŘEVOPETONOVÉ KOMPOZITNÍ KONSTRUKCE



Obrázek 74: Průběh smykového toku a jeho maximální hodnoty pro nosník se samostatně uspořádanými vruty (maximální hodnota je 0,6 kN/m překročena)



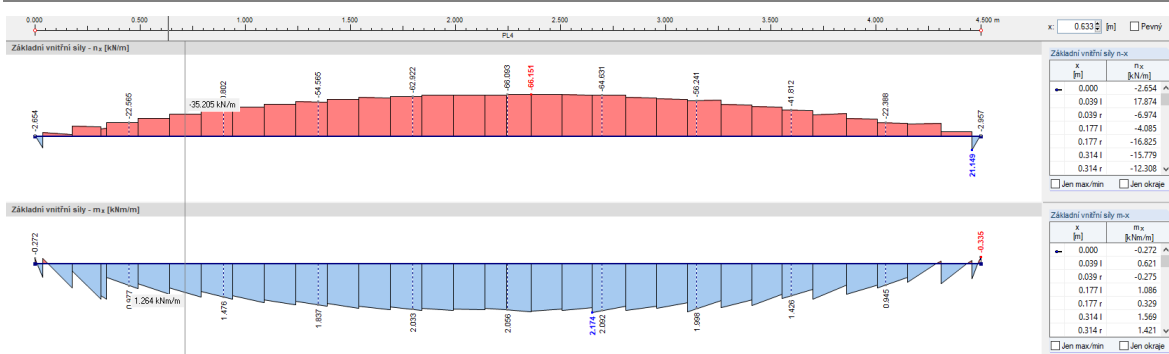
Obrázek 75: Průběhy vnitřních sil na dřevěném nosníku (vpravo) a na betonové desce (vlevo) dle programu HBV6 pro samostatně uspořádané vruty



Obrázek 76: Průběh vnitřních sil na dřevěném nosníku (numerický model) pro samostatně uspořádané vruty



### 3 POROVNÁNÍ VÝPOČETNÍCH METOD PRO DŘEVOPETONOVÉ KOMPOZITNÍ KONSTRUKCE



Obrázek 77: Průběh vnitřních sil na betonové desce (numerický model) pro samostatně uspořádané vruty (hodnoty je pro porovnání nutno násobit zatěžovací šířkou  $b = 0,625 \text{ m}$ )

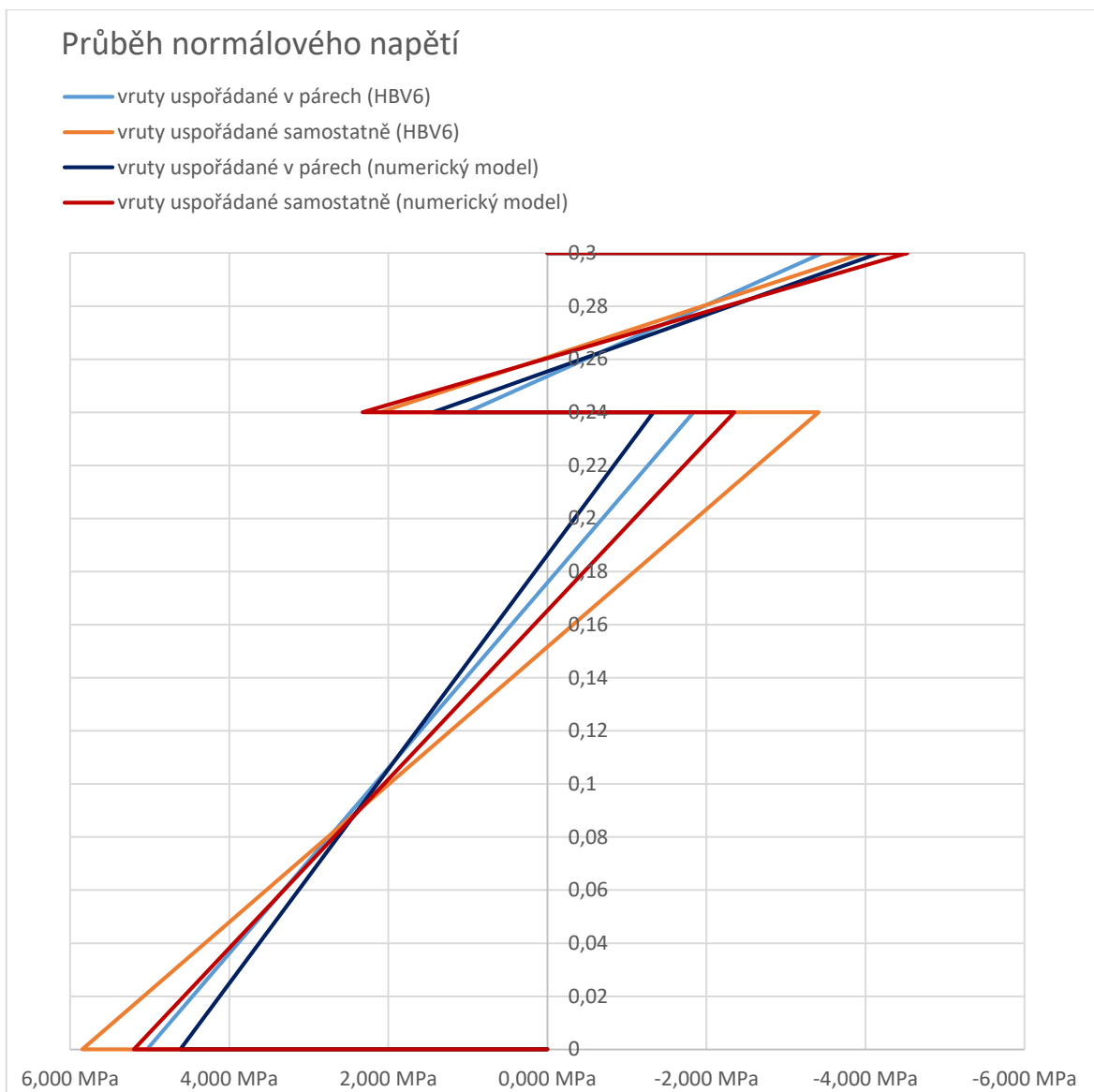
	dřevěný nosník - spodní vlákna	dřevěný nosník - horní vlákna	betonová deska - spodní vlákna	betonová deska - horní vlákna	průhyb	střihová síla na pár vrutů
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm]	[kN]
<b>nosník s vruty uspořádanými ve dvojici (HBV6)</b>	5,03	-1,84	1,01	-3,46	3,50	5,12
	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%
<b>nosník s vruty uspořádanými samostatně (HBV6)</b>	5,85	-3,41	2,10	-3,98	4,63	3,83*
	116,21%	185,33%	207,31%	115,03%	132,29%	74,78%
<b>nosník s vruty uspořádanými ve dvojici (numerický model)</b>	4,62	-1,33	1,44	-4,17	4,1	5,82
	91,72%	72,50%	141,76%	120,64%	117,14%	113,84%
<b>nosník s vruty uspořádanými samostatně (numerický m.)</b>	5,20	-2,35	2,32	-4,53	5,2	4,79*
	103,28%	127,88%	229,42%	130,84%	148,57%	93,65%

\*střihová síla je pouze pro jeden vrut, ne pro pár (to znamená, že na jeden vrut působí o cca 60% větší střihová síla než v prvním případě)

Obrázek 78: Porovnání hodnot z programu HBV a hodnot z numerických modelů s vruty uspořádanými ve dvojici a vruty uspořádanými samostatně

#### Vyhodnocení:

Jak je patrné z tabulky a grafu, tato modifikace výrazně ovlivňuje výsledky. Rozdíl mezi výsledky získanými numerickou metodou a výsledky z programu HBV6 je ale podobný pro variantu s vruty uspořádanými ve dvojici i pro metodu s vruty uspořádanými samostatně. To znamená, že obě metody fungují na stejném principu. Program HBV je na straně bezpečnosti, tudíž předpokládá větší prokluz a zvětšuje napětí především na dřevěném nosníku. Je tím zároveň potvrzen závěr z kapitoly 3.4.2.



Obrázek 79: Porovnání hodnot z programu HBV a hodnot z numerických modelů s vruty uspořádanými ve dvojici a vruty uspořádanými samostatně

#### 3.4.4 Specifika programu HBV – rozhodující kombinace zatížení

Program analyzuje tyto dvě kombinace:  $1,35 \cdot (LF_1 + LF_g)$

$$1,35 \cdot (LF_1 + LF_g) + 1,5 \cdot LF_q$$

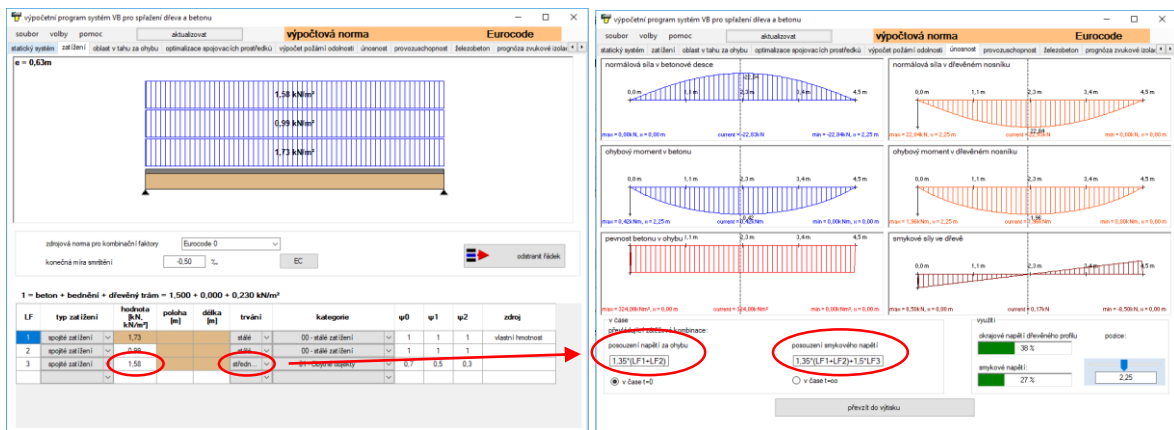
Vysvětlení zkratk:  $LF_1$  – vlastní tíha,  $LF_g$  – ostatní stálá zatížení (doba trvání „stálé“),  $LF_q$  – užitná zatížení (s jinou dobou trvání než „stálé“).

Po zadání zatížení je uživateli ukazováno, která kombinace je pro který posudek rozhodující. Jsou tak možné případy, u kterých jsou rozhodující rozdílné kombinace zatížení pro posouzení dřevěné konstrukce a železobetonu. V novější verzi softwaru se navíc může lišit kombinace pro posouzení napětí za ohybu a smykového napětí.

### 3 POROVNÁNÍ VÝPOČETNÍCH METOD PRO DŘEVOPETONOVÉ KOMPOZITNÍ KONSTRUKCE

Náš modelový příklad je zatížen takto:  $LF_1 = 1,73 \text{ kN/m}^2$ ,  $LF_g = LF_2 = 0,99 \text{ kN/m}^2$ ,  $LF_q = LF_3 = 2,5 \text{ kN/m}^2$  (střednědobé). Pro toto zatížení je rozhodující kombinací pro všechny posudky  $1,35 \cdot (LF_1 + LF_g) + 1,5 \cdot LF_q$ .

Pokud začneme v novější verzi (HBV6) snižovat zatížení  $LF_3$ , zjistíme, že při  $LF_3 = 1,58 \text{ kN/m}^2$  (střednědobé), začne být pro posouzení napětí na dřevěném nosníku za ohybu rozhodující kombinace  $1,35 \cdot (LF_1 + LF_g)$ . Pokud totéž uděláme ve starší verzi (HBV4), musíme hodnotu  $LF_3$  snížit až na hodnotu  $0,80 \text{ kN/m}^2$  (střednědobé), aby došlo ke změně rozhodující kombinace.



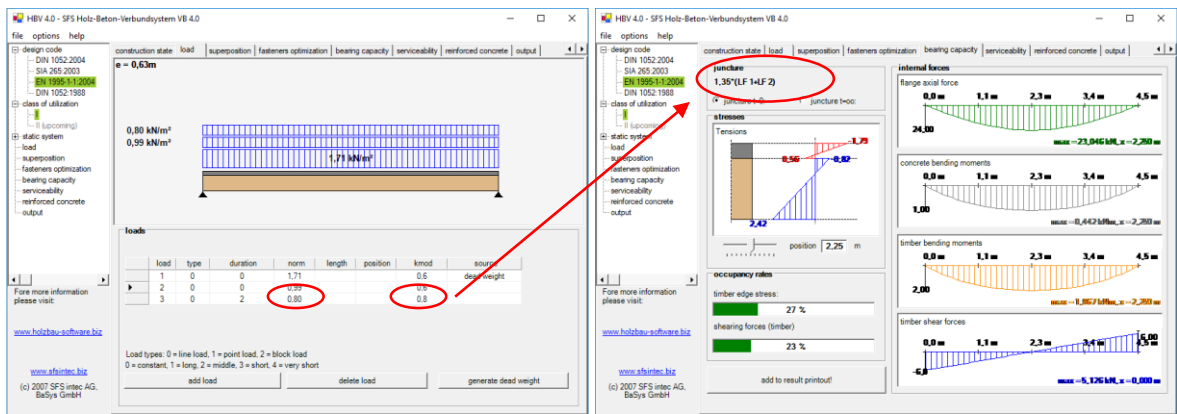
Obrázek 80: Změna rozhodující kombinace v programu HBV6

Toto zjištění je velice důležité – pokud by byl totiž poměr stálého a užitečného zatížení v našem modelovém příkladu jiný, výsledky by se naprosto neshodovaly, jelikož analytická ani numerická metoda užité zatížení nikdy zcela nezanedbá. Pokud bychom se tímto „poměrem“ trefili do hodnot, kde se rozhodující kombinace mění v novější verzi (HBV6), ale nemění ve starší verzi (HBV4), neshodovaly by se výsledky při úplně stejném zadání ani v rámci těchto programů. Jakékoliv porovnávání výsledků by pak naprosto ztratilo smysl.



Obrázek 81: Porovnání rozhodující kombinace v HBV4 s HBV6 (zatímco v HBV6 se při tomto zatížení rozhodující kombinace mění, v HBV4 zůstává)

### 3 POROVNÁNÍ VÝPOČETNÍCH METOD PRO DŘEOBETONOVÉ KOMPOZITNÍ KONSTRUKCE



Obrázek 82: Změna rozhodující kombinace v programu HBV4

Hraniční hodnota užitečného zatížení (LF3) se navíc bude měnit podle doby trvání zatížení, u dlouhodobého bude při změně rozhodující kombinace nižší, u krátkodobého vyšší. Tato změna rozhodující kombinace při různých hodnotách užitečného zatížení (hraniční hodnoty se navíc mění podle doby trvání zatížení a podle verze programu) bude zřejmě důsledkem zkoušek dlouhodobého chování spřažených konstrukcí. Tyto zkoušky nejspíše ukázaly, že užité zatížení nemá na ohybové napětí až tak veliký vliv a dále, že čím kratší dobu zatížení trvá, tím má menší vliv. V následující tabulce jsou uvedeny hodnoty LF3 [kN/m<sup>2</sup>], při kterých dochází ke změně rozhodující kombinace zatížení.

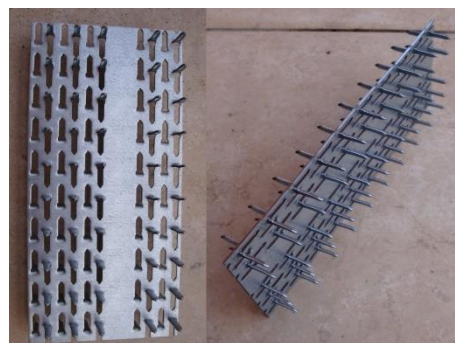
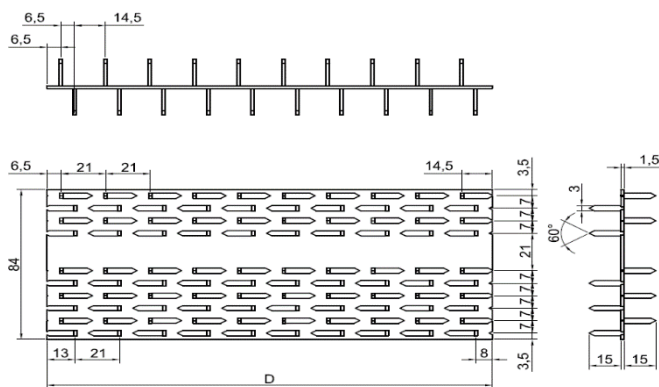
	dlouhodobé	střednědobé	krátkodobé	okamžité
hraniční hodnota zatížení LF3	<b>0,79 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,58 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>2,37 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>3,95 kN/m<sup>2</sup></b>

Tabulka 5: Hraniční hodnoty pro náš modelový příklad v aktuální verzi programu HBV6 pro všechny doby trvání

## 4 SPECIÁLNÍ PREFABRIKOVANÝ DŘVOBETONOVÝ KOMPOZITNÍ STROPNÍ SYSTÉM

Během tvorby práce, kdy byla již ověřena jistá shoda mezi numerickým modelem č. 1 (kapitola 3.3.1.1) a analytickým výpočtem, byl pomocí těchto dvou metod navržen prefabrikovaný stropní systém složený z jednotlivých panelů. Panely byly skutečně vyrobeny a umístěny do konstrukce rodinného domu. Během dalšího pokračování na diplomové práci, kdy se ukázalo, že nejlépe vystihuje realitu numerický model č. 2 (kapitola 3.3.1.2), byl výpočet ještě upřesněn.

Panel se výrazně odlišuje od systému, který je použitý v modelovém příkladu a který byl popisován v kapitole 3. Jako spřahovací prostředky byly použity desky s oboustranně prolisovanými trny. Dolní část desky se zalisuje mezi dřevěné nosníky, horní část se zaleje do betonu. Modul prokluzu tohoto spoje byl určen experimentálně, pomocí protlačovací zkoušky (kapitola 3.1.3, obrázky 15 a 16). Hodnota  $K_{ser}$  byla stanovena na 33 MN/m,

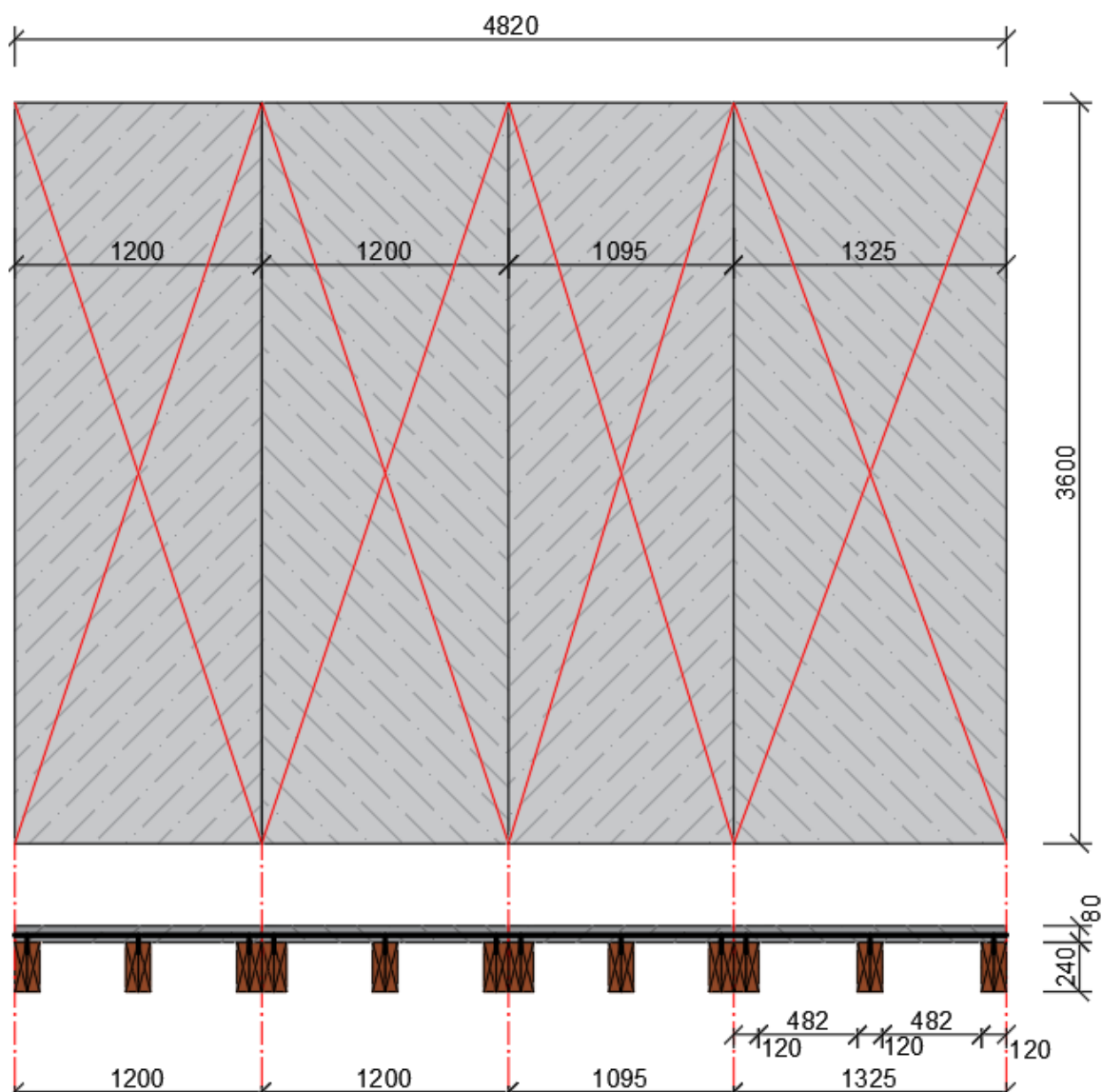


hodnota  $F_{V,Rk}$  (maximální stříhová síla) na 33 kN .

Deska je zobrazena na obrázku 83.

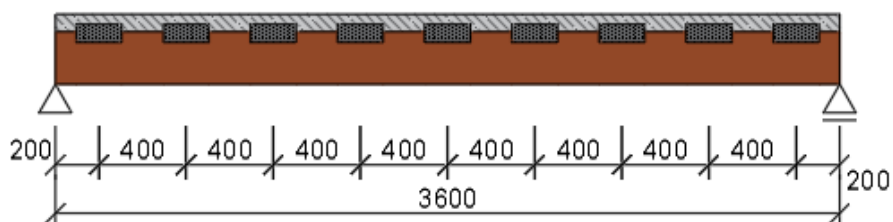
*Obrázek 83: Výrobní výkres a fotografie desky s oboustranně prolisovanými trny*

Speciální je i geometrie průřezu stropního systému. Pro možnost zalisování desky mezi dřevěné trámy jsou všechny trámy zdvojené. Aby mohla být konstrukce stropního systému prefabrikovaná a aby nebylo nutné spojovat betonovou desku mezi dřevěnými nosníky, jsou panely ukončeny nad dřevěným nosníkem. V místě styku panelů jsou tedy dva zdvojené nosníky vedle sebe. Geometrie průřezu stropního systému a půdorysné uspořádání panelů je patrné z obrázku 84.



Obrázek 84: Půdorys a geometrie průřezů stropního systému

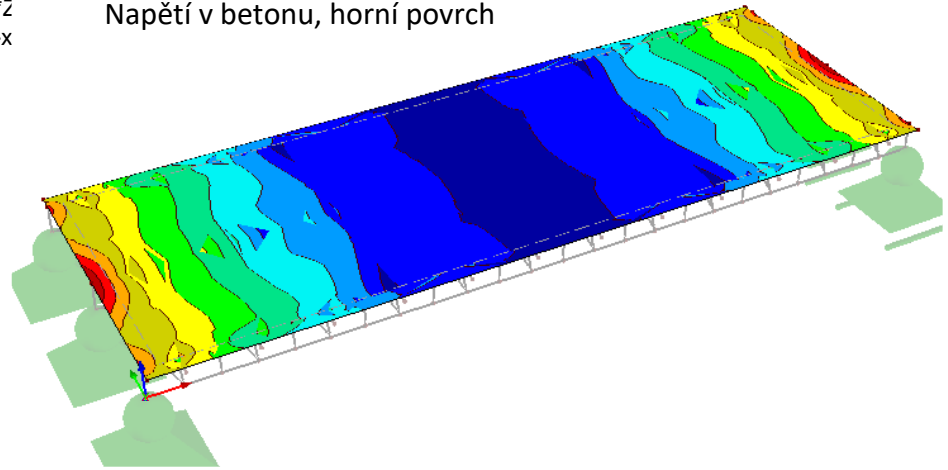
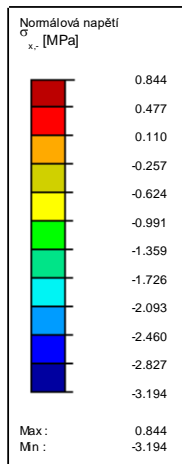
Jako nejvíce zatížený byl vybrán pravý (nejširší) panel. Ten byl proto vymodelován a posouzen. Spřahovací prostředky byly rozmístěny dle schématu zobrazeného na obrázku 85. Panely byly zatíženy vlastní tíhou, ostatním stálým zatížením od podlahy a podhledu a užitným zatížením. Na následujících dvou stranách (obrázku 86) je zobrazeno, jaké výpočty byly provedeny a vyhodnoceny.



Obrázek 85: Rozmístění spřahovacích prostředků, statické schéma

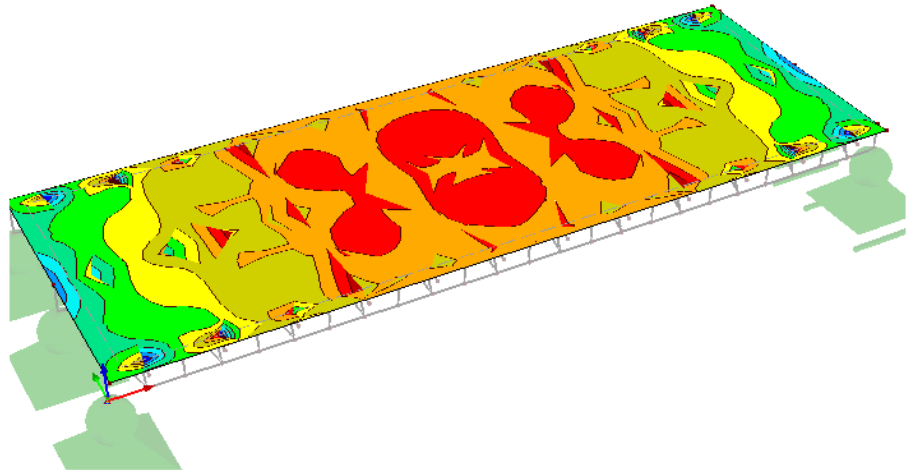
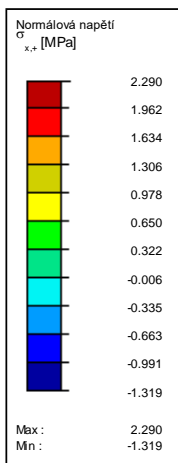
KZ 2: 1.35\*ZS1 + 1.5\*Z  
 Plochy Napětí Sigma-x

Napětí v betonu, horní povrch



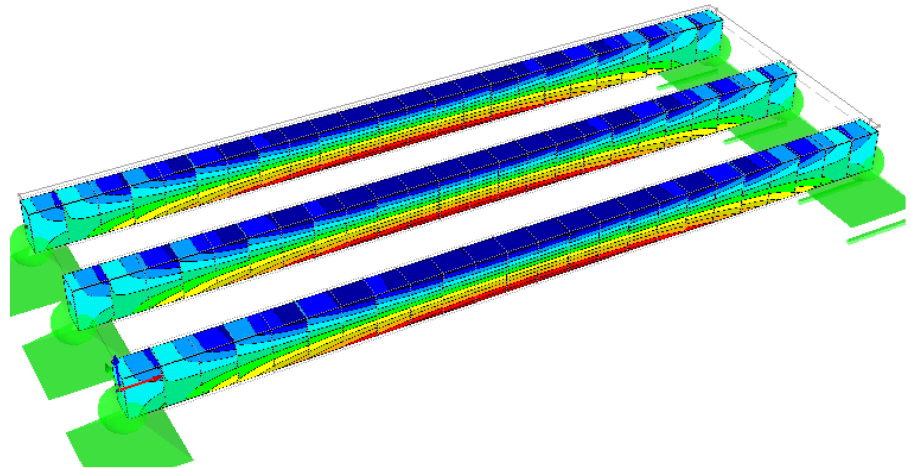
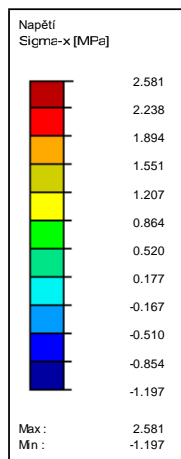
KZ 2: 1.35\*ZS1 + 1.5\*ZS2  
 Plochy Napětí Sigma-x,+

Napětí v betonu, dolní povrch



KZ 2: 1.35\*ZS1 + 1.5\*ZS2  
 Pruty Napětí Sigma-x

Napětí ve dřevě



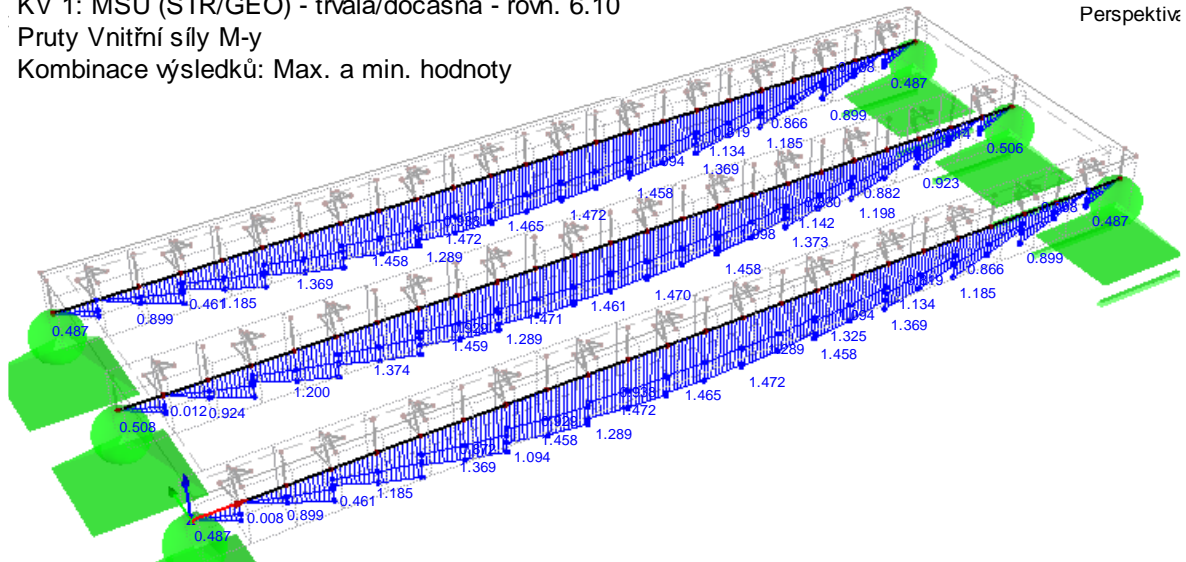


KV 1: MSÚ (STR/GEO) - trvalá/dočasná - rovn. 6.10

Pruty Vnitřní síly M-y

Kombinace výsledků: Max. a min. hodnoty

Perspektiv

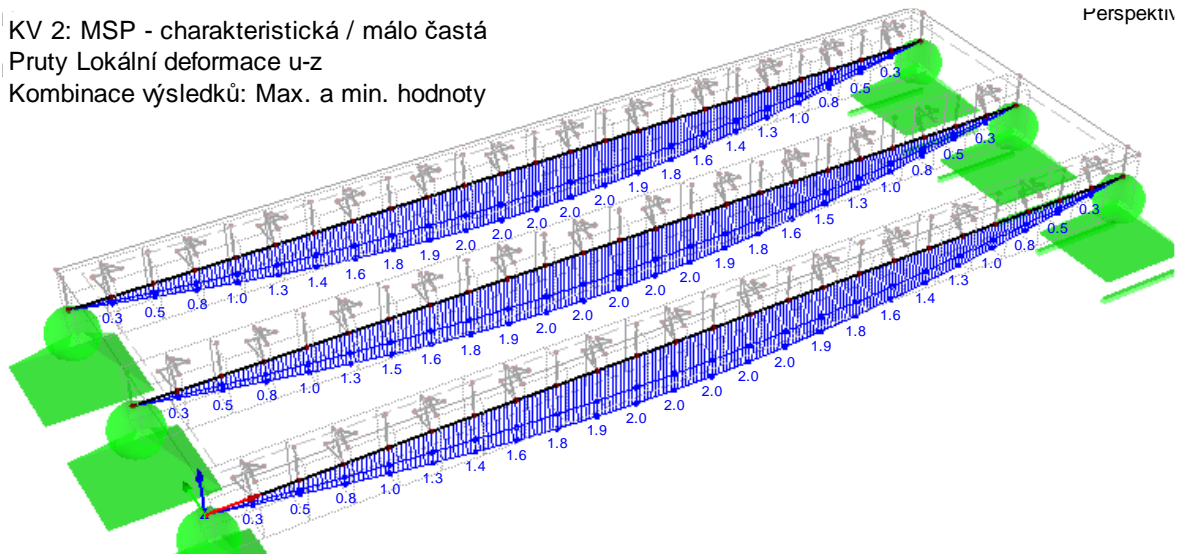


KV 2: MSP - charakteristická / málo častá

Pruty Lokální deformace u-z

Kombinace výsledků: Max. a min. hodnoty

Perspektiv

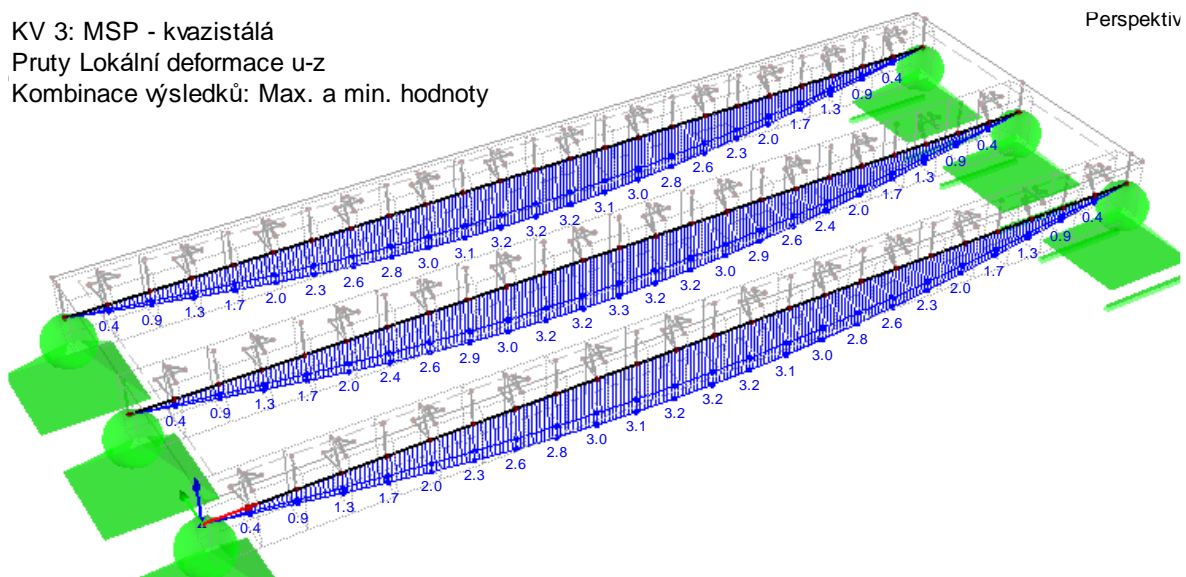


KV 3: MSP - kvazistálá

Pruty Lokální deformace u-z

Kombinace výsledků: Max. a min. hodnoty

Perspektiv



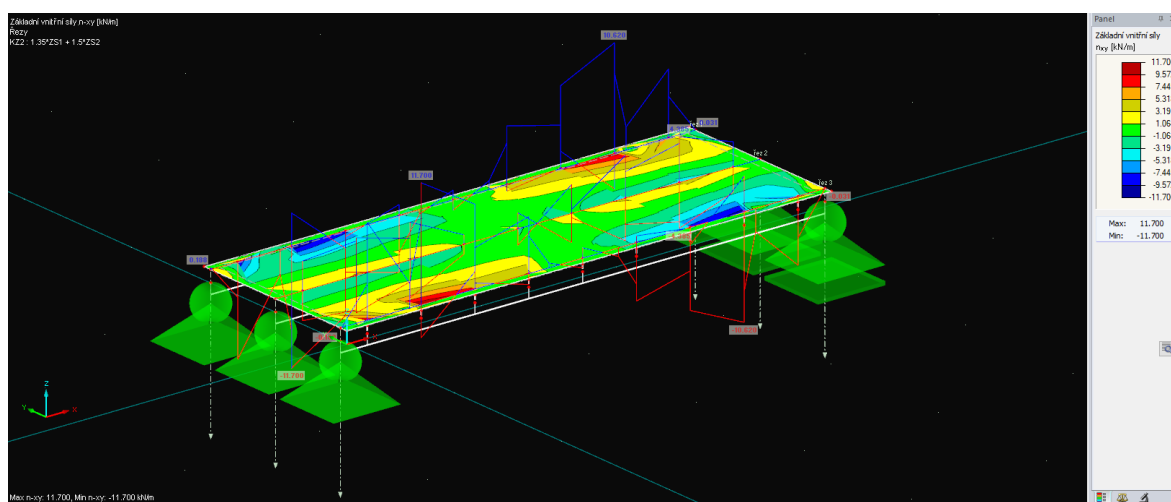
Obrázek 86: Průběhy výsledků na prefabrickém panelu



Jelikož není rozpětí ani zatížení příliš velké, nejsou jednotlivé komponenty plně využity. Dřevěný nosník je využitý na 21% při posudku na MSÚ, na 23% při posudku na MSP. Spřahovací prostředky jsou využity zhruba na 30%.

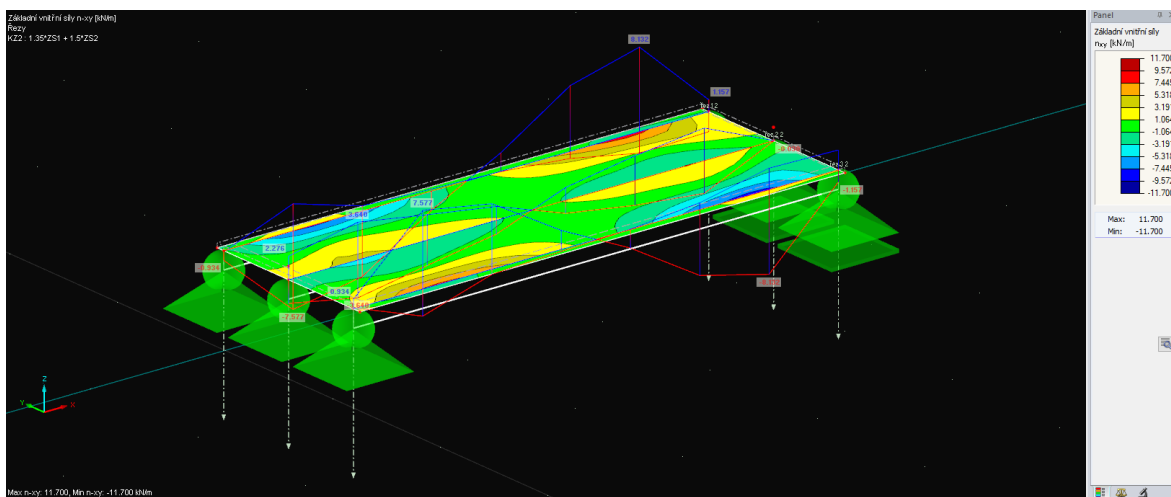
Pokud bychom chtěli, aby byly jednotlivé komponenty využity lépe, museli bychom posoudit především atypická místa konstrukce. Mezi ně patří především oba okraje panelu, kde není běžný T-průřez, ale jakýsi L-průřez. Rozhodující zde bude normálové napětí v betonové desce ve směru  $y$ , smykové napětí a smykový tok (maximální stříhová síla). Bude důležité především ověřit, zda se spřahovací prostředek z malé plochy betonové desky nevytrhne.

Po prozkoumání dalších možností, jak modelovat dřvobetonové kompozitní konstrukce a ověření jejich správnosti, byly pro zpřesnění vytvořeny další dva modely. Jedním z nich byl model dle principu numerického modelu č. 2 (kapitola 3.3.1.2), druhým model dle principu numerického modelu č. 4 (kapitola 3.3.1.4). Model č. 2 simuluje každý spřahovací prostředek zvlášť (poskytuje tedy průběhy výsledků s poměrně velkými „zuby“), v modelu č. 4 je naopak zadán liniový prokluz mezi dřevěným nosníkem a betonovou deskou (poskytuje tedy zprůměrovaný průběh výsledků). Vzhledem k větší vzdálenosti prostředků a k tomu, že spojovací prostředek není bodový, bude skutečnost zřejmě mezi zmíněnými výsledky. Průběh smykového toku na těchto modelech je na obrázcích 87 a 88. Vyhodnocování výsledků a posouzení atypického místa bude předmětem dalšího zkoumání.



Obrázek 87: Průběh smykového toku na prefabrikovaném panelu (model dle schématu numerického modelu č. 2)

#### 4 SPECIÁLNÍ PREFABRIKOVANÝ DŘVOBETONOVÝ KOMPOZITNÍ STROPNÍ SYSTÉM

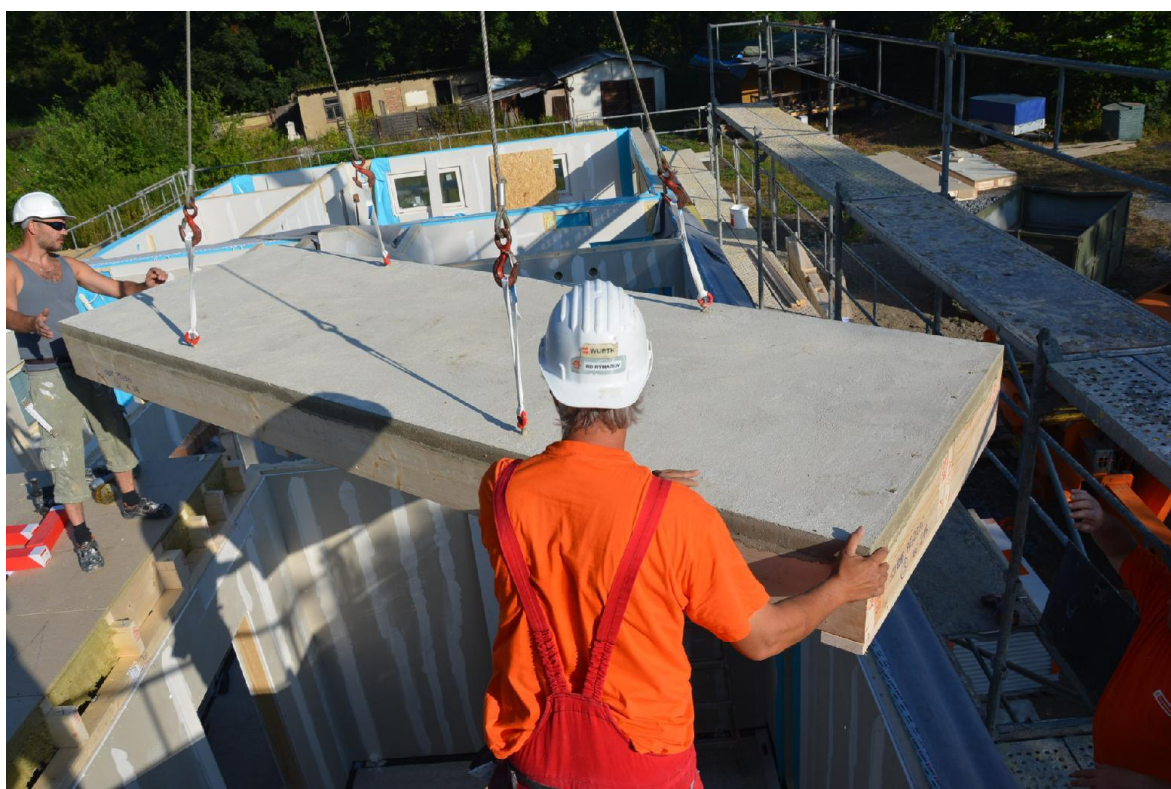


Obrázek 88: Průběh smykového toku na prefabrikovaném panelu (model dle schématu numerického modelu č. 4)

Cílem do budoucna je vytvoření prefabrikovaného panelu se stejným principem, ovšem na rozpětí přes 6 metrů. Jelikož byla realizace časově omezená a nebyl prostor na podrobné výpočty, analýzy atypických míst a experimentální ověření, rozhodlo se o rozdělení panelů v místě příčky, která se upravila na nosnou stěnu. Snímky z realizace jsou na obrázku 89.







Obrázek 89: Snímky z osazení prefabrikovaných panelů do konstrukce RD

## 5 ZÁVĚR

Cílem práce bylo ověřit shodu výpočetních modelů, porovnat výstupy s teoretickými předpoklady i praktickými zkušenostmi a ověřit použitelnost modelů při reálných statických výpočtech. Práce ukázala, že všechny tři porovnávané modely (analytický, numerický i pomocí softwaru HBV) se až na minimální odchylky shodují (pokud mají správně zadaná vstupní data). Shoda 6 různých numerických modelů přináší řadu výhod. V praktickém výpočtu dovoluje použít libovolný z nich, podle toho, zda se jedná o komplexní model celé budovy či o detailní model atypického místa konstrukce. U komplexních modelů navíc umožňuje zahrnout vliv dřevobetonových kompozitních konstrukcí na celkovou tuhost budovy. Numerické modely rovněž umožňují analyzovat speciální statické a konstrukční varianty.

Práce zároveň otevřela mnoho dalších otázek. Nejhlavnější z nich je, jak do modelů správně zanést vliv mezilehlé vrstvy (snížením  $K_{ser}$  a změnou geometrie sice výsledky upravíme, ale rozhodně nebudou zcela přesné). Práce se dále nezabývá požární odolností, přičemž dřevobetonové kompozitní konstrukce požární odolnost celé budovy prokazatelně zvyšují. Další neprozkoumanou oblastí jsou jiné možnosti prefabrikace a také návrh pro čas  $t = \infty$ .

Vzhledem k vzrůstajícímu zájmu o vícepodlažní budovy ze dřeva i o dřevostavby obecně se dá předpokládat, že dřevobetonové kompozitní konstrukce budou navrhovány stále častěji a bude tedy potřeba umět je dobře staticky posuzovat. Jsem rád, že i tato práce potvrdila použitelnost všech výpočetních modelů a zároveň odhalila velké výhody dřevobetonových kompozitních konstrukcí. Pokud mi to bude umožněno, rád bych se této problematice a především nezodpovězeným otázkám věnoval i během navazujícího doktorského studia.

---

**LITERATURA**

- MULLER, P., Decke aus hochkantig stehenden Holzbohlen oder Holzbrettern und Betondeckschicht. Patentschau aus dem Betonbau und den damit verwandten Gebieten. Auszüge aus den Patentschriften. Beton und Eisen, H. XVII, S. 244, 1922
- SCHAUB, O.: Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte, Patentschrift Nr. 673 556, Deutsches Patentamt, 1939;
- POSTULKA, J. Strengthening of Wooden Ceiling Constructions. IABSE Symposium Strengthening of Building Structures - Diagnosis and Therapy, Venezia, 1983
- POSTULKA, J. Holz-Beton-Verbunddecken, 36 Jahre Erfahrung. Bautechnik 74, 1997
- LUKASZEWSKA, E.: Development of Prefabricated Timber-Concrete Composite Floors. Ph.D. thesis, 2009, University of Technology, Lulea, Sweden
- NAUTA, F., New Zealand Forest Service Timber Bridges. Proceedings of 1984 Pacific Timber Engineering Conference, Auckland, New Zealand, 1984
- GODYCKI, T.; PAWLICA, J.; KLESZCZEWSKI, J. Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte. Bauingenieur 59,1984
- MOHLER, K., Über das Tragverhalten von Biegetragern und Druckstäben mit zusammengesetztem Querschnitt und nachgiebigen Verbindungsmitteln. Habilitation TH Karlsruhe, 1956
- NEWMARK, N.M., SIESS, c.P., and VIEST, LM., Tests and analysis of composite beams with incomplete interaction. Proceedings, Society for Experimental Stress Analysis, VI. 9, No.1, pp 75-92,1951
- AMANA, E.J. and BOOTH, L.G., Theoretical and experimental studies on nailed and glued plywood stressed-skin components: Part 1, Theoretical Study, Journal of the Institute of Wood Science Vol. 4, No.1, 1967
- AMANA, E.J. and Boom, L.G., Theoretical and Experimental studies on nailed and lued plywood stressed-skin components: Part 2, Experimental Study, Journal of the Institute of Wood Science Vol. 4, No.2, 1967
- GOODMAN, J.R. and Popov, E.P., Layered beam systems with interlayer slip. Journal of the Structural Division, ASCE Vol. 94, No. ST11, Proc. Paper 6214, pp 2535-2547,1968
- SHELLING, W., Die Berechnung nachgiebig verbundener, zusammengesetzter Biegetrager im Ingenieurholzbau. Dissertation TH Karlsruhe, 1968
- GIRHAMMAR, U.A.: Composite Timber-Concrete Wall Element. IABSE 12th Congress, Vancouver, Final Report, 1984, pp. 369-376

- ZAJICEK, P.: Verstärkung der alten Deckenkonstruktionen. Österreichische Ingenieur und Architekten-Zeitschrift 130, Heft 7/8, 1985
- KÜNG, R.: Verbunddecke Holz-Leichtbeton. Forschungsprojekt F 1108, Technische Universität Graz, Österreich, 1987;
- NATTERER, J. - HOEFT, M.: Zum Tragverhalten von Holz-Beton Verbundkonstruktionen. Forschungsbericht CERS Nr. 1345, EPFL/IBOIS, March, 1987
- HEIMESHOFF, B., Näherungsverfahren zur Berechnung von Einfeldträgern mit Kragarm und von Zweifeldträgern, die aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen bestehen, im Ingenieurholzbau, Holz als Roh- und Werkstoff 49, pp 277-285, 1991
- AICHER, S. and VON ROM, W., Ein modifiziertes y-Verfahren für das Mechanische Analogon: dreischichtiger Sandwichverbund - zweiteiliger verschieblicher Verbund. Bautechnik 1. 1987
- DIAS, A & SCHÄNZLIN, JÖRG & DIETSCH, PHILIPP.: Design of timber-concrete composite structures. 10.2370/9783844061451, 2018
- NEŽERKA, V.: Timber-Concrete Composite Structures. Bc. thesis, 2010, Czech Technical University, Prague, Czech Republic
- EN 1991-1-1 (Eurocode 1): Actions on structures, Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings, Commission of the European Communities, Brussels, 2002
- EN 1992-1-1 (Eurocode 2): Design of concrete structures, Part 1-1: General rules - Common rules and rules for buildings, Commission of the European Communities, Brussels, 2004
- EN 1995-1-1 (Eurocode 5): Design of timber structures, Part 1-1: General rules - Common rules and rules for buildings, Commission of the European Communities, Brussels, 2004
- DEAM, BRUCE & FRAGIACOMO, MASSIMO & H. BUCHANAN, ANDREW. (2008). Connections for composite concrete slab and LVL flooring systems. Materials and Structures. 41. 495-507. 10.1617/s11527-007-9261-x.
- CECCOTTI, ARIO & FRAGIACOMO, MASSIMO & GIORDANO, SAVERIO. (2007). Long-term and collapse tests on a timber-concrete composite beam with glued-in connection. Materials and Structures. 40. 15-25. 10.1617/s11527-006-9094-z.
- FRAGIACOMO, MASSIMO & AMADIO, CLAUDIO & MACORINI, L. (2007). Short- and long-term performance of the "Tecnaria" stud connector for timber-concrete composite beams. Materials and Structures/Materiaux et Constructions. 40. 1013-1026. 10.1617/s11527-006-9200-2.

GURKŃNYS, KAESTUTIS & KVEDARAS, AUDRONIS & KAVALIAUSKAS, SAULIUS. (2005). Behaviour evaluation of "sleeved" connectors in composite timber-concrete floors. *Journal of Civil Engineering and Management*. 277. 277-282. 10.1080/13923730.2005.9636358.

LUKASZEWSKA, ELZBIETA & JOHNSON, HELENA & FRAGIACOMO, MASSIMO. (2008). Performance of connections for prefabricated timber-concrete composite floors. *Materials and Structures*. 41. 1533-1550. 10.1617/s11527-007-9346-6.

CUERRIER AUCLAIR, SAMUEL & SORELLI, LUCA & SALENIKOVICH, ALEXANDER. (2016). A new composite connector for timber-concrete composite structures. *Construction and Building Materials*. 112. 84-92. 10.1016/j.conbuildmat.2016.02.025.

DIAS, A & VAN DE KUILEN, JAN-WILLEM & LOPES, SÉRGIO & CRU, H. (2019). 3D FEM Models for Timber-Concrete Joints. 10.4203/ccp.79.212.

VAN DER LINDEN, M.L.R.. (1999). Timber-concrete composite beams. *HERON*, 44 (3), 1999. 44.

SFS intec Tschech Republik: Katalog a ceník. 302 Found [online]. Dostupné z: [https://www.sfsintec.biz/internet/SFS53.nsf/PageID/CAT\\_FR](https://www.sfsintec.biz/internet/SFS53.nsf/PageID/CAT_FR)

Modelování polotuhého spřaženého nosníku ze dřeva jako plošného modelu | Dlubal Software. Object moved [online]. Copyright © [cit. 03.01.2019]. Dostupné z: <https://www.dlubal.com/cs/podpora-a-skoleni/podpora/databaze-znalosti/001531>

Zohlednění poddajného spojení u parametrických dřevěných průřezů | Dlubal Software. Object moved [online]. Copyright © [cit. 03.01.2019]. Dostupné z: <https://www.dlubal.com/cs/podpora-a-skoleni/podpora/databaze-znalosti/000612>

Alternative zum Gamma-Verfahren: Nachgiebiger Verbundträger als Stabwerksmodell 1 | Dlubal Software. Object moved [online]. Copyright © [cit. 03.01.2019]. Dostupné z: <https://www.dlubal.com/de/support-und-schulungen/support/knowledge-base/000873>

Alternative zum Gamma-Verfahren: Nachgiebiger Verbundträger als Stabwerksmodell 2 | Dlubal Software. Object moved [online]. Copyright © [cit. 03.01.2019]. Dostupné z: <https://www.dlubal.com/de/support-und-schulungen/support/knowledge-base/000874>

RFEM - statická analýza pomocí modelů MKP | Dlubal Software. Object moved [online]. Copyright © [cit. 03.01.2019]. Dostupné z: <https://www.dlubal.com/cs/produkty/rfem/zakladni-informace>

RF-/TIMBER Pro: Dřevěné konstrukce podle EC 5 a SIA 265 | Dlubal Software. Object moved [online]. Copyright © [cit. 03.01.2019]. Dostupné z: <https://www.dlubal.com/cs/produkty/pridavne-moduly-pro-rfem-a-rstab/drevene-konstrukce/rf-timber-pro>

## SEZNAM OBRÁZKŮ

<b>Obrázek 1:</b> Typická skladba konstrukce dřevobetonového spřaženého stropu .....	9
<b>Obrázek 2:</b> Nosníkové a deskové provedení dřevobetonového spřaženého stropu .....	10
<b>Obrázek 3:</b> Chování dřevobetonové konstrukce v závislosti na tuhosti spojení.....	11
<b>Obrázek 4:</b> Německý patent Paula Müllera z roku 1921 .....	12
<b>Obrázek 5:</b> Švýcarský patent Otto Schauba z roku 1938.....	12
<b>Obrázek 6:</b> Rekonstrukce dřevěného trémového stropu – vytvoření kompozitu.....	15
<b>Obrázek 7:</b> Přehled spřahovacích prostředků .....	17
<b>Obrázek 8:</b> Ukázka speciálního „ocelobetonového“ spřahovacího prostředku.....	18
<b>Obrázek 9:</b> Ukázka speciálního spřahovacího prostředku „Tecnaria“ .....	18
<b>Obrázek 10:</b> Ukázka dalších speciálních ocelových spřahovacích prostředků .....	18
<b>Obrázek 11:</b> Geometrie průřezu.....	22
<b>Obrázek 12:</b> Statické schéma .....	23
<b>Obrázek 13:</b> Hodnoty Kser pro spojovací prostředky a hmoždíky v N/mm ve spojích dřevodřevo a deska na bázi dřeva-dřevo .....	24
<b>Obrázek 14:</b> Schéma zkušební tělesa a fotografie spřahovacího prostředku .....	25
<b>Obrázek 15:</b> Schéma protlačovací zkoušky a foto z experimentu.....	25
<b>Obrázek 16:</b> Pracovní diagramy spřažení a získané moduly prokluzu .....	25
<b>Obrázek 17:</b> Vrut VB–48–7,5x100, vrut VB–48–7,5x165, graf poměru únosnosti a prokluzu v závislosti na umístění vrutů.....	27
<b>Obrázek 18:</b> Průřez (vlevo) a průběh napětí v ohybu (vpravo), včetně parametrů .....	28
<b>Obrázek 19:</b> Program v aplikaci MS Excel – list 1 (definování geometrie a zatížení - toto zatěžovací schéma je použito v modelovém příkladu).....	31
<b>Obrázek 20:</b> Program v aplikaci MS Excel – list 3 (posouzení) .....	32
<b>Obrázek 21:</b> Program v aplikaci MS Excel – možnosti zadání zatížení (jedná se o ukázkou možností programu, toto zatěžovací schéma není použito v modelovém příkladu) .....	33
<b>Obrázek 22:</b> Model č.1, statické schéma 2D .....	35
<b>Obrázek 23:</b> Model č.1, statické schéma 3D .....	35
<b>Obrázek 24:</b> Parametry modelu č.1.....	36
<b>Obrázek 25:</b> Model č.2, statické schéma 2D .....	36
<b>Obrázek 26:</b> Model č.2, statické schéma 3D .....	37
<b>Obrázek 27:</b> Parametry modelu č.2.....	37
<b>Obrázek 28:</b> Model č.3, statické schéma 2D .....	38
<b>Obrázek 29:</b> Model č.3, statické schéma 3D .....	38
<b>Obrázek 30:</b> Parametry modelu č.3.....	39
<b>Obrázek 31:</b> Model č.4, statické schéma 3D .....	39
<b>Obrázek 32:</b> Parametry modelu č.4.....	40
<b>Obrázek 33:</b> Model č.5, statické schéma 3D .....	40
<b>Obrázek 34:</b> Parametry modelu č.5.....	41
<b>Obrázek 35:</b> Model č.6, statické schéma 3D .....	41
<b>Obrázek 36:</b> Parametry modelu č.6.....	42
<b>Obrázek 37:</b> Kombinace zatížení KZ2 – pro porovnání hodnot napětí a stříhových sil.....	43
<b>Obrázek 38:</b> Kombinace zatížení KZ4 – pro porovnání průhybu .....	43



<b>Obrázek 39:</b> Průběhy normálových napětí na dřevěných nosnících na numerických modelech č.1 (nejblíže) až č.6 (nejdál) .....	46
<b>Obrázek 40:</b> Průběhy normálových napětí při horních vláknech betonových desek na numerických modelech č.1 (nejblíže) až č.6 (nejdál) .....	46
<b>Obrázek 41:</b> Porovnání průběhů napětí při spodních a horních vláknech betonové desky a dále průběhu smykového toku včetně řezů na plochách (porovnání modelu č.2 – vepředu a modelu č.5 – vzadu) .....	47
<b>Obrázek 42:</b> Ukázka výstupu z programu – průběhy napětí a smykového toku na řezech betonovou deskou s možností zjistit přesnou hodnotu v kterémkoliv místě včetně exportu hodnot do MS Excel .....	48
<b>Obrázek 43:</b> Statické schéma 2D modelu č.1 .....	49
<b>Obrázek 44:</b> Statické schéma 2D modelu č.2 .....	49
<b>Obrázek 45:</b> Statické schéma 2D modelu č.3 .....	49
<b>Obrázek 46:</b> Statické schéma staticky neurčitého nosníku .....	52
<b>Obrázek 47:</b> Průběh normálové síly na dřevěném nosníku (prostý nosník) .....	52
<b>Obrázek 48:</b> Průběh normálové síly na dřevěném nosníku (staticky neurčitý nosník) .....	53
<b>Obrázek 49:</b> Průběh normálového napětí na prostém nosníku (vepředu) a staticky neurčitým nosníku (vzadu) .....	53
<b>Obrázek 50:</b> Průběh smykového toku na betonové desce na prostém nosníku (vepředu) a staticky neurčitým nosníku (vzadu) – smykový tok (tzn. v podstatě maximální stříhová síla) vzrostl zhruba o 23%.....	54
<b>Obrázek 51:</b> Statické schéma nosníku s kolmými vruty v oblasti podpory .....	54
<b>Obrázek 52:</b> Parametry kloubu kolmého vrutu .....	54
<b>Obrázek 53:</b> Průběh normálového napětí na dřevěném nosníku na běžném modelu (vepředu) a na modelu s kolmými vruty v oblasti podpory (vzadu) – změna je patrná pouze u podpory .....	55
<b>Obrázek 54:</b> Průběh normálového napětí při spodních vláknech betonové desky na běžném modelu (vepředu) a na modelu s kolmými vruty v oblasti podpory (vzadu) – změna je patrná pouze u podpory.....	55
<b>Obrázek 55:</b> Statické schéma nosníku s vruty uspořádanými samostatně .....	55
<b>Obrázek 56:</b> Průběh normálové síly a ohybového momentu na dřevěném nosníku při standartním uspořádání spojovacích prostředků (ve dvojici) .....	56
<b>Obrázek 57:</b> Průběh normálové síly a ohybového momentu na dřevěném nosníku při samostatném uspořádání spojovacích prostředků .....	56
<b>Obrázek 58:</b> Průběh normálového napětí na dřevěném nosníku na pro model s vruty uspořádanými ve dvojici (vepředu) a model s vruty uspořádanými samostatně (vzadu)...	57
<b>Obrázek 59:</b> Průběh normálového napětí při spodních vláknech betonové desky pro model s vruty uspořádanými ve dvojici (vepředu) a model s vruty uspořádanými samostatně (vzadu) – na druhém modelu napětí vzrostlo zhruba o 60%.....	58
<b>Obrázek 60:</b> Průběh normálového napětí při horních vláknech betonové desky pro model s vruty uspořádanými ve dvojici (vepředu) a model s vruty uspořádanými samostatně (vzadu) – na druhém modelu napětí vzrostlo zhruba o 10%.....	58
<b>Obrázek 61:</b> Průběh smykového toku na betonové desce pro model s vruty uspořádanými v párech (vepředu) a model s vruty uspořádanými samostatně (vzadu) – průběhy jsou odlišné.....	58

<b>Obrázek 62:</b> Ukázka výstupu z přídatného modulu RF-TIMBER Pro.....	<b>59</b>
<b>Obrázek 63:</b> Zadání statického systému do programu HBV4 (vlevo) a HBV6 (vpravo).....	<b>62</b>
<b>Obrázek 64:</b> Zadání zatížení programu HBV4 (vlevo) a HBV6 (vpravo).....	<b>62</b>
<b>Obrázek 65:</b> Optimalizace spřahovacích prostředků v programu HBV4 (vlevo) a HBV6 (vpravo).....	<b>63</b>
<b>Obrázek 66:</b> Vypočtená únosnost spřaženého průřezu pomocí programu HBV4 (vlevo) a HBV6 (vpravo).....	<b>63</b>
<b>Obrázek 67:</b> Posouzení provozuschopnosti v programu HBV4 (vlevo) a HBV6 (vpravo)....	<b>64</b>
<b>Obrázek 68:</b> Posouzení železobetonové desky v programu HBV4 (vlevo) a HBV6 (vpravo).....	<b>64</b>
<b>Obrázek 69:</b> Průběh vnitřních sil na dřevěném nosníku (numerický model).....	<b>64</b>
<b>Obrázek 70:</b> Průběh vnitřních sil na betonové desce (numerický model).....	<b>65</b>
<b>Obrázek 71:</b> Průběh vnitřních sil (HBV4) <b>Obrázek 72:</b> Průběh vnitřních sil (HBV6).....	<b>65</b>
<b>Obrázek 73:</b> Průběh smykového toku a jeho maximální hodnoty pro nosník s kolmými vruty v oblasti podpory.....	<b>67</b>
<b>Obrázek 74:</b> Průběh smykového toku a jeho maximální hodnoty pro nosník se samostatně uspořádanými vruty (maximální hodnota je 0,6 kN/m překročena).....	<b>68</b>
<b>Obrázek 75:</b> Průběhy vnitřních sil na dřevěném nosníku (vpravo) a na betonové desce (vlevo) dle programu HBV6 pro samostatně uspořádané vruty.....	<b>68</b>
<b>Obrázek 76:</b> Průběh vnitřních sil na dřevěném nosníku (numerický model) pro samostatně uspořádané vruty.....	<b>68</b>
<b>Obrázek 77:</b> Průběh vnitřních sil na betonové desce (numerický model) pro samostatně uspořádané vruty (hodnoty je pro porovnání nutno násobit zatěžovací šířkou $b = 0,625$ m).....	<b>69</b>
<b>Obrázek 78:</b> Porovnání hodnot z programu HBV a hodnot z numerických modelů s vruty uspořádanými ve dvojici a vruty uspořádanými samostatně.....	<b>69</b>
<b>Obrázek 79:</b> Porovnání hodnot z programu HBV a hodnot z numerických modelů s vruty uspořádanými ve dvojici a vruty uspořádanými samostatně.....	<b>70</b>
<b>Obrázek 80:</b> Změna rozhodující kombinace v programu HBV6.....	<b>71</b>
<b>Obrázek 81:</b> Porovnání rozhodující kombinace v HBV4 s HBV6 (zatímco v HBV6 se při tomto zatížení rozhodující kombinace mění, v HBV4 zůstává).....	<b>71</b>
<b>Obrázek 82:</b> Změna rozhodující kombinace v programu HBV4.....	<b>72</b>
<b>Obrázek 83:</b> Výrobní výkres a fotografie desky s oboustranně prolisovanými trny.....	<b>73</b>
<b>Obrázek 84:</b> Půdorys a geometrie průřezů stropního systému.....	<b>74</b>
<b>Obrázek 85:</b> Rozmístění spřahovacích prostředků, statické schéma.....	<b>74</b>
<b>Obrázek 86:</b> Průběhy výsledků na prefabrikovaném panelu.....	<b>76</b>
<b>Obrázek 87:</b> Průběh smykového toku na prefabrikovaném panelu (model dle schématu numerického modelu č. 2).....	<b>77</b>
<b>Obrázek 88:</b> Průběh smykového toku na prefabrikovaném panelu (model dle schématu numerického modelu č. 4).....	<b>78</b>
<b>Obrázek 89:</b> Snímky z osazení prefabrikovaných panelů do konstrukce RD.....	<b>79</b>

## SEZNAM TABULEK

<b>Tabulka 1:</b> Porovnání analytického a 3D numerických modelů (normálové napětí a průhyb uprostřed rozpětí; maximální stříhová síla působící na jeden pár vrutů) .....	<b>44</b>
<b>Tabulka 2:</b> Porovnání 2D a 3D numerických modelů (normálové napětí a průhyb uprostřed rozpětí; maximální stříhová síla působící na jeden pár vrutů) .....	<b>50</b>
<b>Tabulka 3:</b> Porovnání modelů s vruty uspořádanými ve dvojici a vruty uspořádanými samostatně .....	<b>56</b>
<b>Tabulka 4:</b> Porovnání analytického modelu, numerického modelu a softwaru HBV (starší i novější verze) .....	<b>65</b>
<b>Tabulka 5:</b> Hraniční hodnoty pro náš modelový příklad v aktuální verzi programu HBV6 pro všechny doby trvání .....	<b>72</b>

## SEZNAM GRAFŮ

<b>Graf 1:</b> Průběhy normálových napětí uprostřed rozpětí nosníku získaných pomocí analytické a 3D numerických metod .....	<b>45</b>
<b>Graf 2:</b> Průběhy normálových napětí uprostřed rozpětí nosníku získaných pomocí 2D a 3D numerických metod .....	<b>51</b>
<b>Graf 3:</b> Průběh normálového napětí uprostřed rozpětí – neutrální osa se nepatrně posunula směrem ke spodním vláknům .....	<b>53</b>
<b>Graf 4:</b> Průběh normálového napětí uprostřed rozpětí pro model s vruty uspořádanými ve dvojici a model s vruty uspořádanými samostatně .....	<b>57</b>
<b>Graf 5:</b> Porovnání analytického modelu, numerického modelu a softwaru HBV (starší i novější verze) .....	<b>66</b>